



Universidade de Aveiro
2009

Departamento de Engenharia Civil

**Luís Carlos da Silva
Rodrigues**

**Metodologias Simplificadas de Avaliação Sísmica
de Edifícios de BA**



Universidade de Aveiro
2009

Departamento de Engenharia Civil

**Luís Carlos da Silva
Rodrigues**

**Metodologias Simplificadas de Avaliação Sísmica
de Edifícios de BA**

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica do Dr. Humberto Varum, Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro e do Dr. Michael Fardis, Professor Catedrático do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Patras, Grécia.

À minha família...

o júri

presidente

Prof. Doutor Aníbal Guimarães da Costa
Professor Catedrático da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Daniel Vitorino de Castro Oliveira
Professor Auxiliar da Universidade do Minho

Prof. Doutor Humberto Salazar Amorim Varum
Professor Auxiliar da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Michael N. Fardis
Professor Catedrático da Universidade de Patras

agradecimentos

Tratando-se de um trabalho de carácter individual que resultou da aplicação e esforço pessoal, a ajuda e a colaboração que me foi prestada ao longo deste ano assumiu um papel muito importante. Deste modo queria deixar aqui o meu profundo agradecimento a todos os que contribuíram para esta caminhada.

Começo por agradecer ao *Professor Humberto Varum*, pelo apoio demonstrado ao longo deste trabalho, pelas suas valiosas orientações e pelo incentivo que manifestou diversas vezes.

Agradeço também ao *Professor Michael Fardis* pelo conhecimento que me conseguiu transmitir e pela sua orientação durante a minha estadia na Grécia.

Às architectas *Emília Lima* e *Anabela Coutinho* da Câmara Municipal de Aveiro pela ajuda e disponibilidade que sempre demonstraram na pesquisa de edifícios e na disponibilização de projectos necessários para o trabalho desenvolvido.

À *Raquel Freitas*, ao *João Milheiro* e em especial ao *Hugo Rodrigues* pela disponibilidade de ajuda e incansável apoio que sempre demonstraram.

À *Eng. Elsa Neto* e à *Professora Fernanda Rodrigues* do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro pela sua total cooperação e auxílio na busca de projectos da Universidade de Aveiro.

À *arquitecta Isabel* da Câmara Municipal de Viana do Castelo, à *Anabela Gonçalves* e aos *restantes membros* do Arquivo de Viana do Castelo por toda a sua cooperação e disponibilidade

Agradeço de forma muito especial à *minha Família*, em especial aos meus pais que sempre me deram todo o apoio e criaram todas as condições para que eu pudesse chegar onde estou.

Aos *meus amigos* que sempre me acompanharam ao longo destes anos e com os quais tive a oportunidade de aprender e partilhar experiências que ficarão para sempre guardadas.

À *Carina*, ao *Miguel* e ao *Filipe* um muito obrigado!

Aos *meus colegas da Universidade de Aveiro* pelo companheirismo que demonstraram ao longo destes anos académicos.

Por último, e não menos importante, quero agradecer a todos aqueles ainda não mencionados e que, de uma forma directa ou indirecta, contribuíram para a realização desta dissertação.

palavras-chave

Vulnerabilidade sísmica, Avaliação, Metodologias simplificadas, P25, Danos estruturais.

resumo

A vulnerabilidade sísmica de uma grande parte dos edifícios existentes de betão armado (B.A.) é elevada. As consequências socioeconómicas verificadas em sismos recentes, um pouco por todo o mundo, demonstram este facto. Assim, é evidente a necessidade de avaliação da vulnerabilidade dos edifícios existentes, como instrumento de suporte de futuras acções de reabilitação e reforço sísmico do património edificado. Para a avaliação da vulnerabilidade sísmica de um grande número de edifícios, como por exemplo à escala urbana, reconhece-se a necessidade de recorrer a metodologias de avaliação expedita, que forneçam resultados fiáveis acerca da vulnerabilidade destes edifícios e, em função dos resultados, dêem indicações da eventual necessidade de desenvolver uma avaliação mais detalhada e da necessidade de reforço estrutural.

O trabalho desenvolvido teve como objectivo central o estudo de uma metodologia simplificada de avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios de betão armado, designada por *P25 Scoring Method*. Esta metodologia foi aplicada a vários edifícios representativos do património existente de edifícios de B.A. em Portugal, localizados em diferentes regiões do país, considerando assim na avaliação a influência de vários parâmetros que afectam a vulnerabilidade, tanto estruturais como associados ao próprio solo.

Dos resultados obtidos, pode-se concluir que esta metodologia poderá servir como ferramenta base, a ser aplicada numa primeira fase de um processo de avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios de B.A., fornecendo indicações sobre os edifícios potencialmente mais vulneráveis dentro de uma determinada família, e que necessitam de reforço estrutural.

keywords

Seismic Vulnerability, Assessment, Simplified Methodologies, P25, Structural Damages.

abstract

Most of the existent reinforced concrete (RC) buildings have a high seismic vulnerability. Its socioeconomics consequences are verified all over the world in recent earthquakes. Thus, it's clear the need to evaluate the vulnerability of the existing buildings as a supporting tool of support to future actions of rehabilitation and seismic strengthening of the edified patrimony. It is recognized the need to appeal on expeditious evaluation methodologies to the study of seismic vulnerabilities of urban scale buildings, which provide reliable results and with whose we can have indications on the eventual need to have a more detailed insight.

The developed work had as the main goal the study of a simplified methodology of seismic vulnerability of reinforced concrete buildings, also known as *P25 Scoring Method*. It was applied onto several buildings representative of the heritage of the existing RC buildings in Portugal, located in different regions of the country, considering thus in the assessment the influence of various parameters that affect the vulnerability, both structural as well as associated with the soil conditions.

From the obtained data we were able to conclude that this method can be used as base tool, applied on a first stage of a seismic vulnerability assessment process of RC buildings, giving us information on the potentially vulnerable buildings inside a certain family.

Λέξεις-κλειδιά

σεισμική ευπάθεια, αξιολόγηση, απλοποιημένες μεθοδολογίες, P25, στατικές ζημιές.

περίληψη

Τα περισσότερα υπάρχοντα κτήρια από οπλισμένο σκυρόδεμα έχουν υψηλή σεισμική ευπάθεια. Οι κοινωνικο-οικονομικές συνέπειες επαληθεύονται από τους πρόσφατους σεισμούς παγκοσμίως. Κατά συνέπεια, είναι σαφής η ανάγκη να αξιολογηθεί η ευπάθεια των υπαρχόντων κτιρίων με στόχο να υποστηριχθούν οι μελλοντικές ενέργειες για την αποκατάσταση και τη σεισμική ενίσχυση της οικοδομικής κληρονομιάς. Αναγνωρίζεται η ανάγκη να προσφύγουμε σε συνοπτικές μεθόδους αξιολόγησης για τη μελέτη των σεισμικών ευπαθειών των αστικών κτηρίων υπό κλίμακα. Οι μέθοδοι αυτές παρέχουν αξιόπιστα αποτελέσματα και συνεισφέρουν στο σχηματισμό μιας πιο αντιπροσωπευτικής εικόνας.

Η παρούσα εργασία είχε ως κύριο σκοπό τη μελέτη μιας απλοποιημένης μεθοδολογίας της σεισμικής ευπάθειας των ενισχυμένων κτηρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα, που είναι γνωστή ως *P25 Scoring Method*. Εφαρμόστηκε επάνω σε διάφορα αντιπροσωπευτικά ιστορικά κτήρια από σκυρόδεμα στην Πορτογαλία, που βρίσκονται σε διαφορετικές περιοχές της χώρας, αξιολογώντας παράλληλα την επιρροή των διάφορων παραμέτρων που έχουν επιπτώσεις στην ευπάθεια, τόσο τη στατική όσο και την εδαφική.

Σύμφωνα με τα δεδομένα που έχουμε συλλέξει είμαστε σε θέση να καταλήξουμε στο συμπέρασμα ότι αυτή η μέθοδος μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως βασικό εργαλείο, που εφαρμόζεται σε ένα πρώτο στάδιο της διαδικασίας σεισμικής αξιολόγησης της ευπάθειας των κτηρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα, δίνοντάς μας πληροφορίες για τα πιθανά ευπαθή κτήρια μιας ορισμένης κατηγορίας.

Índice Geral

Índice Geral.....	i
Índice de Figuras.....	v
Índice de Tabelas.....	ix
Capítulo 1. – Introdução, Objectivos, Motivação e Estrutura da Dissertação	1
1.1. Introdução	3
1.2. Motivação.....	4
1.3. Objectivos.....	4
1.4. Estrutura da Dissertação	5
Capítulo 2. – Comportamento e Reforço de Estruturas de Betão Armado	7
2.1. Preâmbulo	9
2.2. Danos típicos em estruturas de betão armado.....	9
2.2.1. Estribos e cintas (ductilidade e confinamento).....	11
2.2.2. Aderência, ancoragem e sobreposições inadequadas.....	12
2.2.3. Inadequada capacidade resistente (corte e flexão).....	13
2.2.4. Inadequada capacidade resistente e pormenorização dos nós viga/pilar .	14
2.2.5. Alterações à resposta estrutural induzidas pelas paredes de alvenaria.....	15
2.2.6. Irregularidades estruturais em planta ou em altura (<i>soft-storey</i> , torção)..	17
2.2.7. Mecanismo do tipo viga-forte pilar-fraco	18
2.2.8. Efeito de <i>pounding</i>	20
2.2.9. Problemas de liquefacção do solo.....	21
2.3. Evolução da concepção estrutural de edifícios de Betão Armado.....	22
2.4. Avaliação da segurança estrutural	26
2.5. Metodologias de avaliação da segurança de edifícios	28
2.5.1. Eurocódigo 8.....	28
2.5.2. <i>P25 Scoring Method</i>	31
2.5.3. Metodologia proposta por <i>Rai</i> (2008).....	32
2.5.4. Metodologia proposta por <i>Otani</i> (2000).....	35

2.5.5. Metodologia proposta por <i>Sucuoglu e Yazgan</i> (2003)	36
2.5.6. Metodologia proposta por <i>Hirosawa</i> (1993)	37
2.6. Soluções de reforço sísmico	38
Capítulo 3. – Metodologia de avaliação da vulnerabilidade sísmica: <i>P25 Scoring Method</i>	39
3.1. Preâmbulo	41
3.2. Apresentação geral do <i>P25 Scoring Method</i>	41
3.2.1. Avaliação do parâmetro básico, P_1	43
3.2.1.1. Rigidez Efectiva Resultante	44
3.2.1.2. Ajuste para a altura total, h_0	46
3.2.1.3. Resultado final do P_1	46
3.2.2. Avaliação do mecanismo tipo pilar curto, P_2	48
3.2.3. Avaliação do piso-crítico, P_3	48
3.2.4. Avaliação de descontinuidades estruturais, P_4	49
3.2.5. Avaliação do efeito de <i>pounding</i> , P_5	50
3.2.6. Avaliação da qualidade do solo, P_6 e P_7	51
3.2.7. Cálculo do resultado final da avaliação	52
3.2.7.1. Factor de correcção, α	52
3.2.7.2. Factor de correcção, β	55
Capítulo 4. – Casos de Estudo	57
4.1. Preâmbulo	59
4.2. Edifício Multifamiliar 1 (Aveiro)	64
4.3. Outros Edifícios 1 (Aveiro)	66
4.4. Edifício Multifamiliar 2 (Lisboa)	67
4.5. Edifício Multifamiliar 3 (Porto)	69
4.6. Edifício Multifamiliar 4 (Porto)	71
4.7. Edifício Multifamiliar 5 (Avanca)	73
4.8. Edifício de Habitação e Comércio 1 (Guimarães)	75
4.9. Edifício de Habitação e Comércio 2 (Porto)	76
4.10. Outros Edifícios 2 (Viana do Castelo)	79
4.11. Outros Edifícios 3 (Viana do Castelo)	80

4.12. Edifício de Habitação e Comércio 3 (Viana do Castelo)	82
4.13. Edifício Escolar (Aveiro)	84
4.14. Edifício PET 02 (Itália)	86
4.15. Edifício PET 05 (Itália)	88
4.16. Edifício PET 07 (Itália)	89
4.17. Edifício PAG 04 (Itália)	91
4.18. Análise e discussão de resultados	92
4.19. Limitações e dificuldades de aplicação do método	94
Capítulo 5. – Conclusões e propostas de trabalho futuro	97
5.1. Conclusões	99
5.2. Propostas de trabalho futuro	100
Referências	101
Anexos	A1
Anexo 1. – Outros Edifícios 1	A3
A1.1. Tabelas de Cálculo	A5
A1.1.1. Avaliação do parâmetro básico, P_1	A5
A1.1.2. Avaliação do mecanismo tipo pilar curto, P_2	A7
A1.1.3. Avaliação do piso crítico, P_3	A8
A1.1.4. Avaliação de descontinuidades estruturais, P_4	A8
A1.1.5. Avaliação do efeito de <i>pounding</i> , P_5	A8
A1.1.6. Avaliação do potencial de liquefacção do solo, P_6	A9
A1.1.7. Avaliação da possibilidade de rotura do solo, P_7	A9
A1.1.8. Factor de correcção, α	A9
A1.1.9. Factor de correcção, β	A9
Anexo 2. – Edifício Multifamiliar 2	A11
A2.1. Plantas de Arquitectura	A13
A2.2. Plantas Estruturais	A14
A2.3. Tabelas de Cálculo	A15
A2.3.1. Avaliação do parâmetro básico, P_1	A15
A2.3.2. Avaliação do mecanismo tipo pilar curto, P_2	A21

A2.3.3. Avaliação do piso crítico, P_3	A22
A2.3.4. Avaliação de descontinuidades estruturais, P_4	A23
A2.3.5. Avaliação do efeito de <i>pounding</i> , P_5	A23
A2.3.6. Avaliação do potencial de liquefacção do solo, P_6	A23
A2.3.7. Avaliação da possibilidade de rotura do solo, P_7	A23
A2.3.8. Factor de correcção, α	A23
A2.3.9. Factor de correcção, β	A24
Anexo 3 – Edifício de Habitação e Comércio 3	A25
A3.1. Tabelas de Cálculo	A27
A3.1.1. Avaliação do parâmetro básico, P_1	A27
A3.1.2. Avaliação do mecanismo tipo pilar curto, P_2	A31
A3.1.3. Avaliação do piso crítico, P_3	A32
A3.1.4. Avaliação de descontinuidades estruturais, P_4	A33
A3.1.5. Avaliação do efeito de <i>pounding</i> , P_5	A33
A3.1.6. Avaliação do potencial de liquefacção do solo, P_6	A33
A3.1.7. Avaliação da possibilidade de rotura do solo, P_7	A33
A3.1.8. Factor de correcção, α	A33
A3.1.9. Factor de correcção, β	A34

Índice de Figuras

Capítulo 2. Comportamento e Reforço de Estruturas de Betão Armado

Figura 2.1. Causas comuns de danos que ocorrem durante um sismo [11].	10
Figura 2.2. Pilares de betão armado com inadequada armadura de esforço transverso [12].	12
Figura 2.3. Inadequada ancoragem do pilar e sobreposições de armaduras [12,13].	13
Figura 2.4. Falha por corte em paredes de betão armado, devido ao insuficiente reforço de esforço transverso; a) Sismo de 1999 em Bolu, Turquia; b) Sismo de 2003 em Bingöl Turquia [14].	13
Figura 2.5. Roturas por flexão (Yamazaki, 1993, citado por Varum, 2003 [4]), [13].	14
Figura 2.6. a) e b); Inadequada resistência dos nós viga-pilar [12]; c) Falta de pormenorização adequada em nós viga-pilar [13].	15
Figura 2.7. Danos em paredes de alvenaria [12,13].	16
Figura 2.8. Mecanismos tipo pilar curto causados por: aberturas de janela, paredes de alvenaria ou por patamares intermédios de escadas [12,13].	16
Figura 2.9. Sismo de 1999 em Izmit, Turquia [13].	17
Figura 2.10. a) Sismo de 1971 em São Fernando, Califórnia [16]; b) Sismo de 1989 em Loma Prieta, São Francisco [11].	18
Figura 2.11. Mecanismo de <i>soft-story</i> verificado ao nível do terceiro piso: a) Sismo de 1999 em Izmit, Turquia [13]; b) Sismo de 1995 em Kobe, Japão [11].	18
Figura 2.12. Mecanismos do tipo viga-forte pilar-fraco [13].	19
Figura 2.13. Danos provocados pela existência de um mecanismo do tipo viga forte-pilar fraco [17].	19
Figura 2.14. a) Sismo de 1999 em Dong-Shi, Taiwan [20]; b) Sismo de 1985 na Cidade do México, México [21]; c) Sismo de 1985 na Cidade do México, México [17].	21
Figura 2.15. a) Efeito da liquefacção do solo durante o sismo de 1964 em Nigata, Japão; b) Assentamento de um edifício provocado pela liquefacção do solo no sismo de 1999 em Kocaeli, Turquia [11]; c) Sismo de 1999 em Izmit, Turquia [17].	22

Figura 2.16. Diagrama representativo da metodologia para avaliação e reforço de edifícios existentes, proposta pelo Eurocódigo 8 – Parte 3 [40].....	30
Figura 2.17. Distribuição dos resultados e definição das faixas de risco com a identificação da zona de avaliação detalhada [42].....	32
Figura 2.18. Procedimentos para a avaliação sísmica de edifícios existentes [43].	34
Figura 2.19. Procedimentos envolvidos na avaliação preliminar [43].	35

Capítulo 3. Metodologia de Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica: P25

Scoring Method

Figura 3.1. Resultados da aplicação da metodologia P25 a 311 casos de estudo, com diferentes níveis de dano [41].....	42
Figura 3.2. a) Planta do rés-do-chão; b) Planta dos pisos acima do rés-do-chão [50].	50
Figura 3.3. Zonamento sísmico do Anexo Nacional do EC8: a) cenário de sismo afastado (sismo interplacas); b) cenário de sismo próximo (sismo intraplaca) [51].	54

Capítulo 4. Casos de Estudo

Figura 4.1. Edifício multifamiliar 1: a) Alçado principal; b) Corte longitudinal [54].....	65
Figura 4.2. Edifício Multifamiliar 2: a) alçado principal; b) alçado lateral; c) corte transversal (Fonseca, 2005, citado por Milheiro, 2008) [56].	68
Figura 4.3. Edifício Multifamiliar 3: a) corte transversal; b) alçado posterior; c) alçado principal [56,57].	70
Figura 4.4. Edifício Multifamiliar 4: a) corte transversal; b) alçado posterior; c) alçado principal [56,57].	72
Figura 4.5. Edifício Multifamiliar 5: a) alçado principal; b) alçado posterior; c) corte transversal [57].....	74
Figura 4.6. Edifício de Habitação e Comércio: a) alçado posterior; b) corte transversal; c) corte longitudinal [57].....	76
Figura 4.7. Esquema geral da estrutura.	77
Figura 4.8. Edifício de Habitação e comércio 2: a) corte longitudinal; b) corte transversal.	78

Figura 4.9. Edifício Escolar: a)alçado Noroeste; b)corte longitudinal; c)corte transversal .	85
Figura 4.10. Edifício PET 02: Esquema estrutural R/C [58].....	87
Figura 4.11. Edifício PET 05: Esquema estrutural R/C [58].....	88
Figura 4.12. Edifício PET 07: Esquema estrutural R/C [58].....	90
Figura 4.13. Edifício PAG 04: Esquema estrutural R/C [58].....	91

Anexos

Anexo 2

Figura A2.1. Planta de arquitectura do R/C.....	A13
Figura A2.2. Planta de arquitectura dos pisos 1, 3, 5 e 7.	A13
Figura A2.3. Planta de arquitectura dos pisos 2, 4, 6 e 8.	A13
Figura A2.4. Planta de arquitectura da cobertura.....	A14
Figura A2.5. Dimensões em planta do edifício	A14
Figura A2.6. Planta estrutural do R/C (pisso de entrada).	A14
Figura A2.7. Planta estrutural dos pisos 1, 3, 5 e 7.	A15
Figura A2.8. Planta estrutural dos pisos 2, 4, 6 e 8.	A15

Índice de Tabelas

Capítulo 2. Comportamento e Reforço de Estruturas de Betão Armado

Tabela 2.1. Categorias de dano estrutural [11].	11
Tabela 2.2. Métodos de análise do efeito da acção sísmica [27].	27

Capítulo 3. Metodologia de Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica: *P25 Scoring Method*

Tabela 3.1. Factores de correcção de irregularidade (f_i) [41].	47
Tabela 3.2. Factor de correcção devido à existência de mecanismos tipo pilar curto, P_2 [41].	48
Tabela 3.3. Factor de correcção devido à descontinuidade das vigas no perímetro do edifício, P_4 [41].	50
Tabela 3.4. Avaliação do edifício devido à existência do efeito de <i>pounding</i> , P_5 [41].	51
Tabela 3.5. Avaliação do efeito provocado pela possibilidade de liquefacção, P_6 [41].	52
Tabela 3.6. Avaliação do efeito provocado pelo movimento do solo, P_7 [41].	52
Tabela 3.7. Factores de importância dos edifícios [48].	53
Tabela 3.8. Aceleração máxima de referência (cm/s^2) nas diferentes zonas sísmicas [51].	54
Tabela 3.9. Factores de peso dos parâmetros P_1 a P_7 [41].	55

Capítulo 4. Casos de Estudo

Tabela 4.1. Classificação do tipo de solo de acordo com a norma Turca [49].	61
Tabela 4.2. Definição das classes de solo [49].	61
Tabela 4.3. Listagem cronológica dos regulamentos nacionais na área da construção [52].	62
Tabela 4.4. Edifício Multifamiliar 1: Parâmetros de avaliação P_i e respectivos factores de peso w_i .	65

Tabela 4.5. Edifício Multifamiliar 1: Factores de correcção α e β e resultado final da avaliação.....	65
Tabela 4.6. Outros Edifícios 1: Parâmetros de avaliação p_i e respectivos factores de peso w_i	66
Tabela 4.7. Outros Edifícios 1: Factores de correcção α e β e resultado final da avaliação.	67
Tabela 4.8. Edifício Multifamiliar 2: Parâmetros de avaliação p_i e respectivos factores de peso w_i	68
Tabela 4.9. Edifício Multifamiliar 2: Factores de correcção α e β e resultado final da avaliação.....	68
Tabela 4.10. Edifício Multifamiliar 3: Parâmetros de avaliação p_i e respectivos factores de peso w_i	70
Tabela 4.11. Edifício Multifamiliar 3: Factores de correcção α e β e resultado final da avaliação.....	70
Tabela 4.12. Edifício Multifamiliar 4: Parâmetros de avaliação p_i e respectivos factores de peso w_i	72
Tabela 4.13. Edifício Multifamiliar 4: Factores de correcção α e β e resultado final da avaliação.....	73
Tabela 4.14. Edifício Multifamiliar 5: Parâmetros de avaliação p_i e respectivos factores de peso w_i	74
Tabela 4.15. Edifício Multifamiliar 5: Factores de correcção α e β e resultado final da avaliação.....	74
Tabela 4.16. Edifício de Habitação e Comércio 1: Parâmetros de avaliação p_i e respectivos factores de peso w_i	76
Tabela 4.17. Edifício de Habitação e Comércio 1:Factores de correcção α e β e resultado final da avaliação.	76
Tabela 4.18. Edifício de Habitação e Comércio 2: Parâmetros de avaliação p_i e respectivos factores de peso w_i	79

Tabela 4.19. Edifício de Habitação e Comércio 2: Factores de correcção α e β e resultado final da avaliação.	79
Tabela 4.20. Outros Edifícios 2: Parâmetros de avaliação P_i e respectivos factores de peso w_i	80
Tabela 4.21. Outros Edifícios 2: Factores de correcção α e β e resultado final da avaliação.	80
Tabela 4.22. Outros Edifícios 3: Parâmetros de avaliação P_i e respectivos factores de peso w_i	81
Tabela 4.23. Outros Edifícios 3: Factores de correcção α e β e resultado final da avaliação.	82
Tabela 4.24. Edifício de Habitação e Comércio 3: Parâmetros de avaliação P_i e respectivos factores de peso w_i	83
Tabela 4.25. Edifício de Habitação e Comércio 3: Factores de correcção α e β e resultado final da avaliação.	83
Tabela 4.26. Edifício Escolar: Parâmetros de avaliação P_i e respectivos factores de peso w_i	86
Tabela 4.27. Edifício Escolar: Factores de correcção α e β e resultado final da avaliação.	86
Tabela 4.28. Edifício PET 02: Parâmetros de avaliação P_i e respectivos factores de peso w_i	87
Tabela 4.29. Edifício PET 02: Factores de correcção α e β e resultado final da avaliação.	87
Tabela 4.30. Edifício PET 05: Parâmetros de avaliação P_i e respectivos factores de peso w_i	89
Tabela 4.31. Edifício PET 05: Factores de correcção α e β e resultado final da avaliação.	89
Tabela 4.32. Edifício PET 07: Parâmetros de avaliação P_i e respectivos factores de peso w_i	90

Tabela 4.33. Edifício PET 07: Factores de correcção α e β e resultado final da avaliação.	90
Tabela 4.34. Edifício PAG 04: Parâmetros de avaliação P_i e respectivos factores de peso w_i .	92
Tabela 4.35. Edifício PAG 04: Factores de correcção α e β e resultado final da avaliação.	92

Anexos

Anexo 1

Tabela A1.1. Definições básicas	A5
Tabela A1.2. Rigidez efectiva resultante do R/C.	A5
Tabela A1.3. Rigidez efectiva resultante dos Pisos 1 a 6.	A6
Tabela A1.4. Rigidez efectiva resultante do Piso 7.	A6
Tabela A1.5. Ajuste para a altura total, h_0	A6
Tabela A1.6. Factores de correcção da irregularidade, f_i	A7
Tabela A1.7. Avaliação final do parâmetro P_1	A7
Tabela A1.8. Avaliação final do parâmetro P_2	A7
Tabela A1.9. Cálculo dos valores de r_a e r_f	A8
Tabela A1.10. Avaliação final do parâmetro P_3	A8
Tabela A1.11. Avaliação final do parâmetro P_4	A8
Tabela A1.12. Avaliação final do parâmetro P_5	A8
Tabela A1.13. Avaliação final do parâmetro P_6	A9
Tabela A1.14. Avaliação final do parâmetro P_7	A9
Tabela A1.15. Avaliação do factor de correcção α	A9
Tabela A1.16. Avaliação do factor de correcção β	A9

Anexo 2

Tabela A2.1. Definições básicas	A15
Tabela A2.2. Rigidez efectiva resultante do R/C.	A16
Tabela A2.3. Rigidez efectiva resultante do Piso 1.	A16

Tabela A2.4. Rigidez efectiva resultante do Piso 2.....	A17
Tabela A2.5. Rigidez efectiva resultante do Piso 3.....	A17
Tabela A2.6. Rigidez efectiva resultante do Piso 4.....	A18
Tabela A2.7. Rigidez efectiva resultante do Piso 5.....	A18
Tabela A2.8. Rigidez efectiva resultante do Piso 6.....	A19
Tabela A2.9. Rigidez efectiva resultante do Piso 7.....	A19
Tabela A2.10. Rigidez efectiva resultante do Piso 8.....	A20
Tabela A2.11. Ajuste para a altura total, h_0	A20
Tabela A2.12. Factores de correcção da irregularidade, f_i	A20
Tabela A2.13. Avaliação final do parâmetro P_1	A21
Tabela A2.14. Avaliação final do parâmetro P_2	A21
Tabela A2.15. Cálculo dos valores de r_a e r_f	A22
Tabela A2.16. Avaliação final do parâmetro P_3	A22
Tabela A2.17. Avaliação final do parâmetro P_4	A23
Tabela A2.18. Avaliação final do parâmetro P_5	A23
Tabela A2.19. Avaliação final do parâmetro P_6	A23
Tabela A2.20. Avaliação final do parâmetro P_7	A23
Tabela A2.21. Avaliação do factor de correcção α	A23
Tabela A2.22. Avaliação do factor de correcção β	A24

Anexo 3

Tabela A3.1. Definições básicas.....	A27
Tabela A3.2. Rigidez efectiva resultante do Piso -1	A27
Tabela A3.3. Rigidez efectiva resultante do R/C.	A28
Tabela A3.4. Rigidez efectiva resultante do Piso 1.....	A28
Tabela A3.5. Rigidez efectiva resultante dos Pisos 2 e 3.....	A28
Tabela A3.6. Rigidez efectiva resultante dos Pisos 4 a 7.....	A29
Tabela A3.7. Rigidez efectiva resultante dos Pisos 8 a 12.....	A29
Tabela A3.8. Rigidez efectiva resultante dos Pisos 8 a 12.....	A30
Tabela A3.9. Ajuste para a altura total, h_0	A30

Tabela A3.10. Factores de correcção da irregularidade, f_i	A30
Tabela A3.11. Avaliação final do parâmetro P_1	A31
Tabela A3.12. Avaliação final do parâmetro P_2	A31
Tabela A3.13. Cálculo dos valores de r_a e r_f	A32
Tabela A3.14. Avaliação final do parâmetro P_3	A32
Tabela A3.15. Avaliação final do parâmetro P_4	A33
Tabela A3.16. Avaliação final do parâmetro P_5	A33
Tabela A3.17. Avaliação final do parâmetro P_6	A33
Tabela A3.18. Avaliação final do parâmetro P_7	A33
Tabela A3.19. Avaliação do factor de correcção α	A33
Tabela A3.20. Avaliação do factor de correcção β	A34

Capítulo 1

Introdução, Objectivos, Motivação e Estrutura da Dissertação

1.1. Introdução

“A magnitude dos danos causados por todos os desastres naturais é infinita, mas são os sismos que demonstram o maior poder de destruição e, ao mesmo tempo, tiram as ferramentas mais pesadas na vida humana” [1].

A vulnerabilidade sísmica evidenciada pelos edifícios existentes construídos antes da década de 70, cujo dimensionamento e construção não levaram em consideração a acção sísmica, tem vindo a ser demonstrada, de uma forma bastante dramática, devido às consequências socioeconómicas que os sismos têm vindo a provocar nas últimas décadas [2]. Os efeitos provocados quer sobre todo o parque construído, quer sobre as sociedades, são muito abrangentes e gravemente perturbadores. Deste modo, é imperativo que todos os recursos e ferramentas devam ser dispostas numa tentativa de mitigar os efeitos dos sismos [3].

A limitada capacidade resistente destes edifícios, aliada à falta de uma regulamentação sísmica de base verdadeiramente eficaz para a verificação da segurança destas estruturas, demonstra claramente a necessidade do desenvolvimento de investigação ao nível da engenharia sísmica. Esta deve ser direccionada, numa primeira abordagem, para um estudo da vulnerabilidade destas construções típicas da década de 70, partindo-se posteriormente para um reforço estrutural de modo a melhorar a resposta destas estruturas a nível sísmico [4].

Os recentes acontecimentos sísmicos de nível catastrófico evidenciaram claramente a necessidade de desenvolver acções no âmbito da avaliação, reforço e reabilitação das estruturas existentes devido às necessidades estruturais e imposições regulamentares [5].

A maior parte das normas sísmicas aceitam, implicitamente ou explicitamente, que ocorra dano estrutural num edifício aquando da ocorrência de um sismo forte, desde que a vida dos seus ocupantes seja salvaguardada. Consequentemente, estas normas sísmicas têm vindo a sofrer melhorias após a ocorrência de cada desastre sísmico, mas as edificações antigas têm-se mantido desprotegidas [6]. Deste modo, a avaliação sísmica de edifícios existentes tornou-se uma prioridade para os países Europeus que apresentam

uma elevada actividade sísmica, cuja maior parte do património edificado foi projectado de acordo com normas sísmicas antigas, ou até mesmo sem base em qualquer dessas normas [7], por forma a que sejam assegurados níveis de segurança apropriados para os ocupantes destes edifícios.

1.2. Motivação

Como muitos dos edifícios construídos até finais dos anos 70 não tiveram em consideração a acção sísmica estes possuem um risco associado elevado para a população, requerendo assim uma avaliação expedita da sua vulnerabilidade.

Deste modo a metodologia de análise proposta constitui uma ferramenta de avaliação rápida e eficaz que fornece resultados satisfatórios quanto à vulnerabilidade sísmica de edifícios de B.A. e quanto à eventual necessidade de uma avaliação mais detalhada e possível aplicação de reforço estrutural.

1.3. Objectivos

O estudo da vulnerabilidade sísmica de edifícios antigos de betão revela-se de um carácter de extrema importância quando se depara com inúmeros edifícios existentes cujo dimensionamento não foi baseado em qualquer tipo de regulamentação que considerasse o efeito da acção sísmica. Deste modo, existe a necessidade de estudar e avaliar essa mesma vulnerabilidade de edifícios antigos de betão armado por forma a se compreender o risco a que as populações estão sujeitas aquando da eventual ocorrência de um sismo.

Este trabalho tem como objectivos a avaliação de um largo número de edifícios antigos de betão armado existentes em Portugal, através da aplicação de uma metodologia simplificada de avaliação rápida da vulnerabilidade sísmica, denominada de *P25 Scoring Method*, que avalia vários factores associados aos edifícios que afectam a sua vulnerabilidade, tais como as áreas de implantação, rigidez, irregularidades em planta e

em altura, estado de degradação, qualidade do solo em que os edifícios estão fundados, etc.

1.4. Estrutura da Dissertação

A presente dissertação está organizada em cinco capítulos que reproduzem genericamente as várias etapas de todo o trabalho desenvolvido com base no tema desta dissertação, dando ênfase particular aos terceiro e quarto capítulos, que se consideram como os mais importantes desta dissertação.

O segundo capítulo aborda a temática do comportamento e reforço de estruturas de betão armado, salientando os danos típicos observados neste tipo de estruturas aquando da ocorrência de sismos. É ainda feita uma breve abordagem à evolução da concepção estrutural dos edifícios e são apresentadas algumas metodologias simplificadas de avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios, entre as quais o *P25 Scoring Method* utilizado neste trabalho, consequentes de uma pesquisa bibliográfica efectuada ainda no levantamento de informação e desenvolvimento do estado da arte.

No terceiro capítulo é apresentada a metodologia utilizada para a avaliação da vulnerabilidade sísmica (*P25 Scoring Method*) com mais detalhe, fazendo-se referência a todos os aspectos e parâmetros que esta metodologia considera para a avaliação sísmica.

A aplicação do referido método é exposta no quarto capítulo, no qual são apresentados vários casos de estudo de edifícios em betão armado localizados em diferentes distritos do país. São também discutidas algumas limitações e dificuldades encontradas durante a aplicação da referida metodologia, procurando com este reflexo propor melhorias futuras à mesma.

Por último, no quinto capítulo, são apresentadas as principais conclusões retiradas deste estudo e avançadas algumas propostas de trabalho futuro que se consideram de maior relevo.

Capítulo 2

Comportamento e Reforço de Estruturas de Betão Armado

2.1. Preâmbulo

Um grande número de edifícios existentes de betão armado foi projectado para uma resistência a cargas laterais inadequada, face às normas em vigor disponíveis antes da década de 70 em que a acção sísmica não era adequadamente considerada. Estas normas têm vindo a ser actualizadas ao longo dos anos devido à evolução do conhecimento com o verificado em sucessivos sismos e consequentes danos provocados nos edifícios. Uma vez que os custos de reconstrução praticados nas últimas décadas são bastante elevados, muitas destas estruturas mantêm-se em serviço muito para além do seu período de vida útil [8].

A resistência sísmica destes edifícios, bem como a análise das deficiências de concepção, são aspectos de extrema importância que devem ser avaliados antes de se partir para um estudo de reabilitação ou de reforço [4].

2.2. Danos típicos em estruturas de betão armado

A existência de uma regulamentação sísmica actualizada não é suficiente para garantir a segurança das estruturas face aos sismos, se esta não for devidamente aplicada no projecto das estruturas. Desta forma, e de modo a garantir o bom desempenho de uma construção face a uma situação de sismo, torna-se necessário garantir a qualidade tanto do projecto, como da construção [9]. Os recentes sismos têm demonstrado que a qualidade de construção é altamente condicionante do desempenho sísmico global das estruturas [10].

Nas zonas afectadas pelo sismo de 17 de Agosto de 1999 na Turquia, a maior parte dos edifícios mais recentes em betão armado já apresentavam um dimensionamento baseado na regulamentação sísmica actual. Contudo, e face às deficiências construtivas ainda presentes, verificou-se o colapso de um significativo número de edifícios para além de severos danos em outros [9].

As causas mais comuns de danos e colapso de edifícios de betão armado sujeitos à acção sísmica aparecem normalmente relacionadas com os seguintes efeitos ou mecanismos: estribos/cintas e confinamento; ductilidade; aderência; ancoragem e sobreposição; inadequada capacidade de resistência ao corte; inadequada capacidade resistente à flexão; inadequada resistência ao corte em nós; influência das paredes de alvenaria no comportamento sísmico das estruturas; irregularidades em planta e em altura (mudança brusca das características estruturais e/ou dos elementos); mecanismo do tipo viga forte-pilar fraco e do tipo pilar curto; problemas associados ao comportamento do solo e ainda problemas associados à interacção entre um edifício e os edifícios adjacentes (efeito de *pounding*) [9,11]. De um modo geral, estas causas de danos estruturais podem ser sintetizadas pela Figura 2.1.

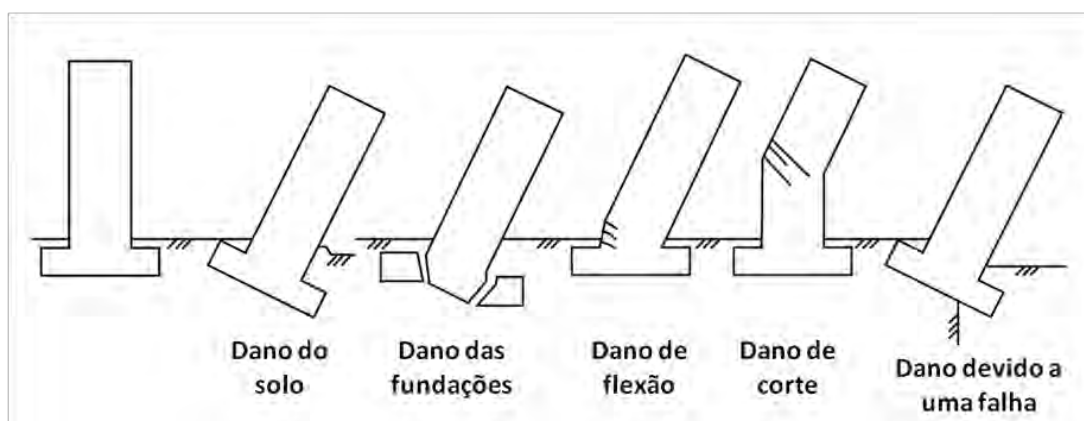


Figura 2.1. Causas comuns de danos que ocorrem durante um sismo [11].

Pelo facto de que quando se fala em dano este poder variar desde roturas insignificantes até ao colapso total, foram desenvolvidas várias categorias de dano, tal como mostra a Tabela 2.1, que possibilitam aos engenheiros avaliar o desempenho dos edifícios atribuindo-lhes um determinado nível de dano aquando da ocorrência de um sismo [11].

Tabela 2.1. Categorias de dano estrutural [11].

Classificação do dano	Funcionalidade	Necessidade de reparação	Indisponibilidade Prevista
Nenhum	Sem perda	Nenhum	Nenhum
Pouco ou ligeiro	Pouca perda	Inspeccionar, ajustar, corrigir	< 3 dias
Moderado	Alguma perda	Reparação de elementos	< 3 semanas
Elevado	Perda considerável	Reconstrução de elementos	< 3 meses
Completo ou colapso	Perda total	Reconstrução da estrutura	> 3 meses

2.2.1. Estribos e cintas (ductilidade e confinamento)

O betão em compressão tem uma rotura frágil perpendicular à direcção das tensões principais de compressão. Confinando essa zona através da utilização de estribos, a rotura é impedida ou pelo menos retardada, melhorando-se de forma significativa a resistência e a ductilidade do betão. O efeito do confinamento depende do diâmetro dos estribos, da forma da secção e do seu afastamento, da armadura longitudinal e da qualidade do aço. A maioria das estruturas existentes em betão armado apresentam deficiências a este nível e, assim, exibem um mau comportamento quando submetidas a acções sísmicas (Figura 2.2). Durante a ocorrência de um sismo, o colapso das vigas e dos nós viga - pilar está geralmente relacionado com a falta e/ou pormenorização deficiente da armadura de esforço transversal e de confinamento. Estas exigências de confinamento adequado devem ser consideradas com mais rigor nas zonas propícias à formação de rótulas plásticas [4,9].

No que diz respeito à ductilidade, esta pode ser definida como a capacidade de um dado material, elemento estrutural ou estrutura, para suportar deformações em regime inelástico sem rotura ou colapso [9]. Esta propriedade tem implicações directas na capacidade de dissipação de energia de um edifício, sendo fundamental para evitar ou diminuir a probabilidade de colapso face à ocorrência de um sismo. Verifica-se contudo, que a maioria das estruturas existentes em betão armado não se encontram dotadas da

ductilidade adequada, exibindo um comportamento não-dúctil, o que faz com que estes edifícios contribuam para o elevado risco sísmico das cidades [4,9].



Figura 2.2. Pilares de betão armado com inadequada armadura de esforço transversal [12].

2.2.2. Aderência, ancoragem e sobreposições inadequadas

O desempenho das estruturas de betão armado depende em muito do comportamento dos mecanismos de transferência de tensões entre o aço e o betão, sobretudo em situações de carregamento dinâmico. A degradação da aderência aço-betão assume um papel fundamental na resposta das estruturas submetidas à acção sísmica, podendo provocar o aumento do seu período de vibração, a diminuição da sua capacidade de dissipação de energia e consequentemente a alteração da distribuição de esforços internos na estrutura. Aliado a isto, a má pormenorização da amarração e da sobreposição da armadura é uma deficiência frequente nas estruturas existentes (Figura 2.3) [4,9].



Figura 2.3. Inadequada ancoragem do pilar e sobreposições de armaduras [12,13].

2.2.3. Inadequada capacidade resistente (corte e flexão)

Habitualmente as acções consideradas no dimensionamento estrutural, são apenas as correspondentes à acção permanente, à sobrecarga e à acção do vento. Estas resultam geralmente em esforços de corte significativamente inferiores àqueles que são desenvolvidos devido à acção sísmica, pelo que, muitas estruturas apresentam desta forma uma capacidade resistente ao corte deficiente devido a erros de projecto (Figura 2.4). Deste modo e para estas estruturas, os esforços de corte devem ser limitados ou a capacidade dos pilares deve ser significativamente melhorada [9].



Figura 2.4. Falha por corte em paredes de betão armado, devido ao insuficiente reforço de esforço transverso; **a)** Sismo de 1999 em Bolu, Turquia; **b)** Sismo de 2003 em Bingol Turquia [14].

A escolha correcta do tipo de aço, bem como da sua quantidade e pormenorização, tem um papel fundamental na resposta sísmica das estruturas em betão armado [15]. Em zonas de risco sísmico moderado ou elevado é necessário pormenorizar adequadamente a armadura de flexão (Figura 2.5) [9].



Figura 2.5. Roturas por flexão (Yamazaki, 1993, citado por Varum, 2003 [4]), [13].

2.2.4. Inadequada capacidade resistente e pormenorização dos nós viga/pilar

Para que os edifícios demonstrem um bom desempenho estrutural, não basta adoptar apenas elementos muito resistentes, rígidos e dúcteis. É necessário garantir que estes estejam devidamente ligados entre si [15].

No caso dos nós viga-pilar, estes podem sofrer uma perda significativa de rigidez devido à insuficiente resistência ao corte e à inadequada ancoragem da armadura no próprio nó. Os mecanismos de rotura dos nós mais frequentes estão relacionados com a inadequada utilização de armadura de confinamento e com a inadequada ancoragem da

armadura principal dos elementos estruturais nos nós, verificando-se assim um colapso e danos severos bastante comuns durante a ocorrência de um sismo (Figura 2.6) [9,11].



a)



b)



c)

Figura 2.6. a) e b); Inadequada resistência dos nós viga-pilar [12]; c) Falta de pormenorização adequada em nós viga-pilar [13].

2.2.5. Alterações à resposta estrutural induzidas pelas paredes de alvenaria

Usualmente as paredes de alvenaria não são consideradas no dimensionamento das estruturas porticadas de betão armado. Mesmo sendo um elemento relativamente frágil, as paredes de alvenaria de enchimento podem modificar drasticamente a resposta estrutural, atraindo forças para partes da estrutura que não foram projectadas para resistir a esses esforços (*Paulay e Priestley, 1992, citado por Varum*) [9].

No dimensionamento e na verificação de segurança das estruturas deve-se ter em conta os painéis de alvenaria de enchimento devido ao facto destes poderem aumentar substancialmente a rigidez global da estrutura, o que altera as forças sísmicas a que esta estará sujeita (Figura 2.7) [9].



Figura 2.7. Danos em paredes de alvenaria [12,13].

Por vezes, em situações em que as paredes de alvenaria se estendem apenas até certa altura dos andares deixando uma parte do pilar exposta, ocorre um mecanismo denominado de pilar curto (*short-column*), mecanismo este que não é considerado para o dimensionamento das estruturas (Figura 2.8) [4,9].

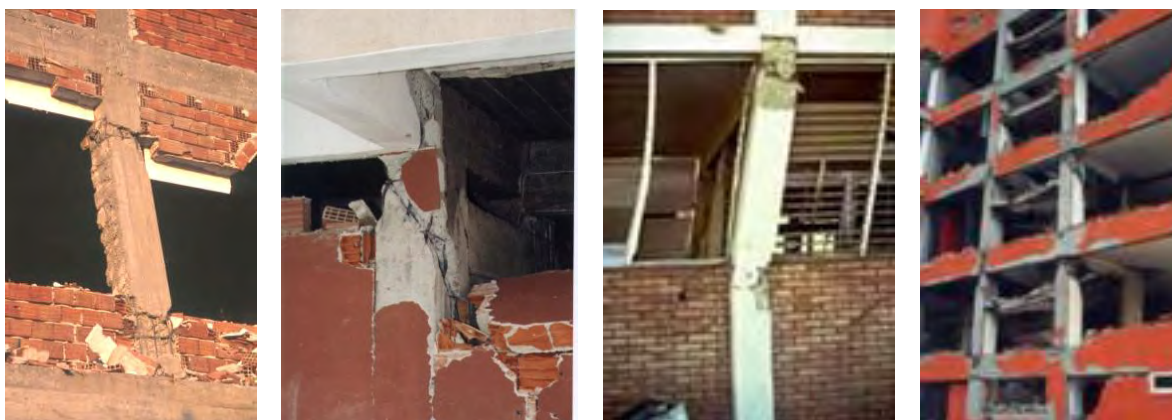


Figura 2.8. Mecanismos tipo pilar curto causados por: aberturas de janela, paredes de alvenaria ou por patamares intermédios de escadas [12,13].

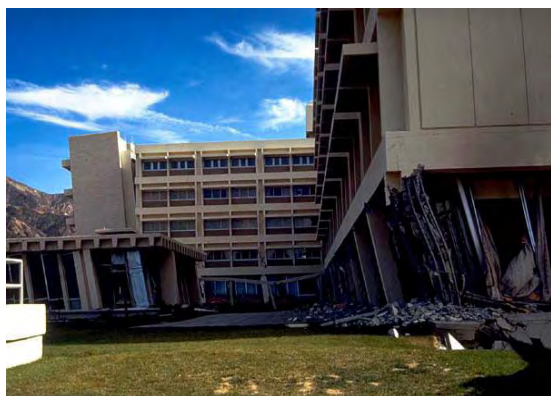
2.2.6. Irregularidades estruturais em planta ou em altura (*soft-storey*, torção)

A correcta concepção de uma estrutura é essencial para o seu bom comportamento face a qualquer tipo de solicitação, seja ela dinâmica ou estática. Edifícios simples, regulares e com sistemas resistentes para as forças horizontais redundantes tendem a exibir bom comportamento. Por outro lado, sistemas estruturais complexos, geralmente, resultam num dimensionamento e numa pormenorização de estruturas com algumas deficiências. As variações bruscas de rigidez, resistência ou massa da estrutura e/ou propriedades dos elementos de um edifício, quer em planta, quer em altura, podem resultar em distribuições das forças horizontais e em deformações muito diferentes daquelas que surgem em estruturas regulares (Moehle e Mahin, 1991, citado por Varum 2003 [4]) [11].

Uma irregularidade muito comum em edifícios surge ao nível dos pisos inferiores, onde se verifica a existência de um piso vazio, resultante da ausência de paredes de alvenaria muitas das vezes com um pé-direito superior aos restantes pisos, provocado por espaços reservados a função comercial. Outra descontinuidade em altura que se verifica frequentemente resulta do efeito dos elementos não estruturais. Esta é também uma causa frequente de colapso em edifícios com alvenaria de enchimento, produzindo os chamados mecanismos do tipo *soft-story* (Figura 2.9 e Figura 2.10) [4,11].



Figura 2.9. Sismo de 1999 em Izmit, Turquia [13].



a)



b)

Figura 2.10. a) Sismo de 1971 em São Fernando, Califórnia [16]; b) Sismo de 1989 em Loma Prieta, São Francisco [11].

No entanto, o mecanismo de *soft-story* não ocorre sempre ao nível do piso de rés-do-chão, podendo existir casos em que se verifique uma menor resistência de um piso superior ocorrendo o colapso desse piso aquando da existência de um sismo (Figura 2.11) [11].



a)



b)

Figura 2.11. Mecanismo de *soft-story* verificado ao nível do terceiro piso: a) Sismo de 1999 em Izmit, Turquia [13]; b) Sismo de 1995 em Kobe, Japão [11].

2.2.7. Mecanismo do tipo viga-forte pilar-fraco

Verifica-se que a actual regulamentação recomenda que para se obter um comportamento dúctil dos pórticos se devem-se concentrar as exigências de deformações

em regime não-linear ao nível das vigas. Com isto, em qualquer nó, devem-se adoptar pilares com uma maior resistência do que a das vigas. Contudo, muitas estruturas existentes não foram concebidas tendo em conta este mecanismo, verificando-se em sismos recentes que o colapso ou o dano severo de inúmeras estruturas de betão armado resulta do desenvolvimento de mecanismos do tipo viga-forte pilar-fraco (Figura 2.12 e Figura 2.13) [4,9].



Figura 2.12. Mecanismos do tipo viga-forte pilar-fraco [13].



Figura 2.13. Danos provocados pela existência de um mecanismo do tipo viga forte-pilar fraco [17].

2.2.8. Efeito de *pounding*

Durante a ocorrência de um sismo pode ocorrer a colisão entre dois edifícios adjacentes que apresentem características dinâmicas distintas, caso a separação entre eles não seja suficiente [18]. O efeito de *pounding* resulta da colisão entre estes edifícios que apresentam alturas diferentes ou níveis de pavimentos diferentes. Esta colisão provoca acelerações elevadas e inesperadas bem como esforços de corte ao nível dos pisos, criando efeitos de encurvadura e de corte ao nível dos pilares que podem causar posteriormente o colapso de um piso [11,19].

A Figura 2.14-a, mostra um exemplo do colapso estrutural de um edifício mais baixo provocado pelo efeito de *pounding* [20], ao passo que na Figura 2.14-b, apenas se verificam alguns danos em ambos os edifícios adjacentes [21]. A existência de um edifício mais baixo entre dois edifícios mais altos e consequentemente mais rígidos provoca geralmente danos na parte superior do edifício menos rígido, tal como se pode observar na Figura 2.14-c [17].

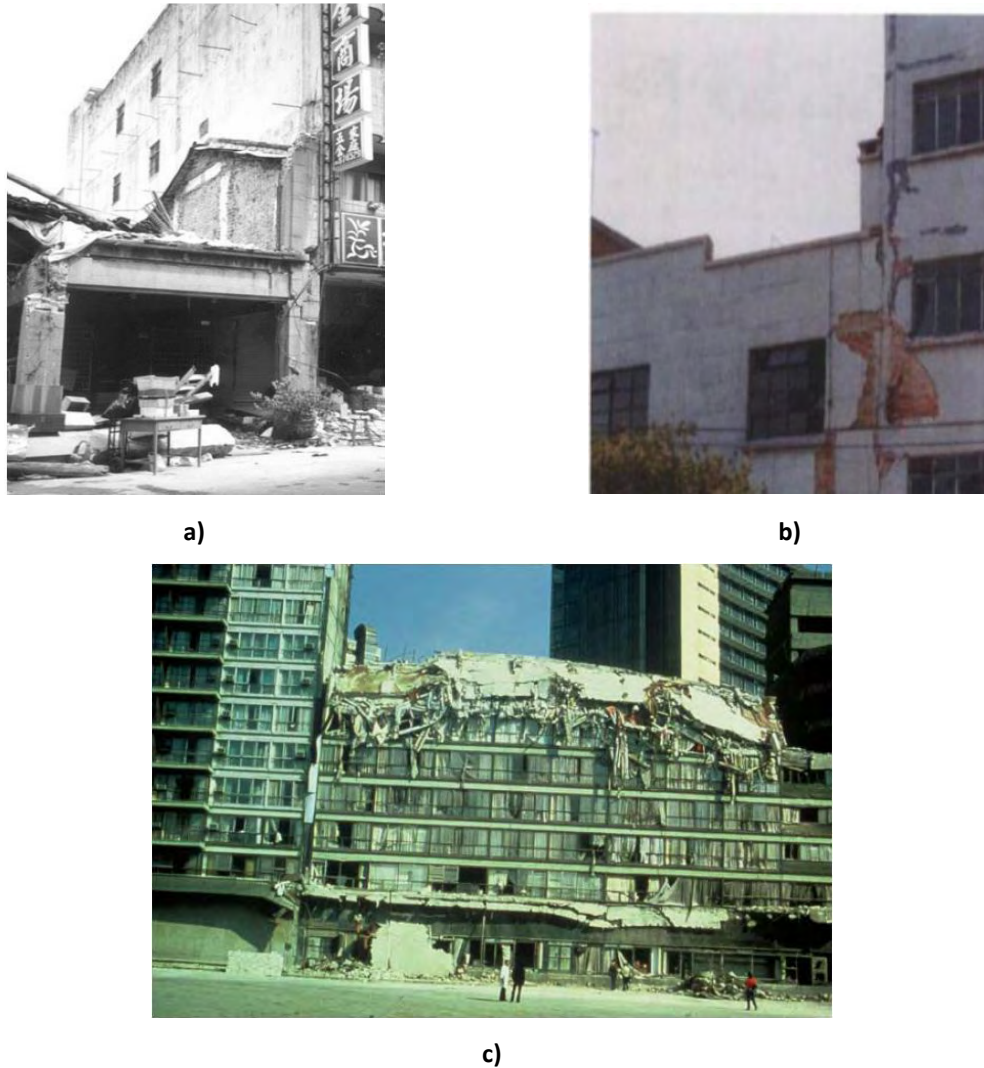


Figura 2.14. a) Sismo de 1999 em Dong-Shi, Taiwan [20]; b) Sismo de 1985 na Cidade do México, México [21]; c) Sismo de 1985 na Cidade do México, México [17].

2.2.9. Problemas de liquefacção do solo

Uma das causas de danos mais comuns em edifícios resulta de problemas associados ao solo que envolve o edifício, nomeadamente problemas de liquefacção. Este fenómeno ocorre quando as areias soltas saturadas, silte ou cascalho são agitadas através do movimento provocado por um sismo e consolidam, reduzindo a porosidade e aumentando a pressão da água nos poros. Este fenómeno provoca o assentamento do solo, por vezes de uma forma desigual, fazendo os edifícios suportados por este assentarem, oscilarem ou até mesmo tombarem (Figura 2.15) [11].



a)



b)



c)

Figura 2.15. a) Efeito da liquefação do solo durante o sismo de 1964 em Nigata, Japão; **b)** Assentamento de um edifício provocado pela liquefação do solo no sismo de 1999 em Kocaeli, Turquia [11]; **c)** Sismo de 1999 em Izmit, Turquia [17].

2.3. Evolução da concepção estrutural de edifícios de Betão Armado

As primeiras estruturas de B.A. construídas em Portugal foram feitas de um modo pouco rigoroso no que concerne à consideração dos efeitos da acção sísmica. Aliado a isto, verificava-se que a ductilidade associada às estruturas não era levada em conta, nem tão pouco explorada no dimensionamento das mesmas [22], onde se utilizava betão de

fraca resistência e armadura de aderência normal (armadura lisa) [23]. O dimensionamento dos pilares baseava-se assim em garantir uma área mínima de compressão, em que frequentemente se observava uma variação da secção destes em altura aliado a uma reduzida cintagem [22].

A falta de regulamentação sísmica era evidente, pelo que o desenvolvimento dos regulamentos sísmicos em Portugal começou em 1955 durante a celebração dos 200 anos do terramoto de 1755, surgindo nessa altura o RSCCS (Regulamento da Segurança das Construções contra os Sismos). Esse documento explicitava as exigências que uma estrutura teria que satisfazer de modo a cumprir os requisitos no que diz respeito à segurança pública. A sua publicação deu-se apenas em 1958 onde as principais novidades introduzidas foram (Carreira, 2000, citado por Silva, 2007) [24]:

- Zonamento sísmico do território em 3 zonas;
- Obrigar à realização de uma verificação específica para as forças laterais;
- Estabelecer algumas condições qualitativas, para a introdução em edifícios de pequeno porte de elementos de confinamento, cintagem, da melhoria das ligações, introdução de montantes de betão armado, etc.

Este documento em conjunto com o RGEU (Regulamento Geral das Edificações Urbanas), implementado em 1950, estabelecia as condições necessárias às estruturas para resistir aos sismos (Carreira, 2000, citado por Silva, 2007) [24].

Apenas na década de 60 é que se começou a considerar os efeitos da acção sísmica no dimensionamento de estruturas, com o aparecimento e aprovação do Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes (RSEP), em que eram introduzidos métodos de dimensionamento sísmico algo rudimentares, mas que já contabilizavam os efeitos da acção sísmica sobre as estruturas e o Regulamento das Estruturas de Betão Armado (REBA). Foi também por volta desta altura que se introduziu e explorou o conceito de comportamento não linear das estruturas [22].

Com o avanço das exigências estruturais, é aprovado em 1983 o Regulamento de Segurança e Acções em Edifícios e Pontes, normalmente designado por RSA. Este regulamento estabelece os princípios gerais de segurança que se deve verificar no

projecto de estruturas e ao mesmo tempo que define as acções a considerar: vento, neve, sismos, variações de temperatura, etc. [25].

A falta de rigor destas normas levou a uma revisão das mesmas, introduzindo-se assim novos códigos melhorados e com muito maior rigor no que concerne à consideração da acção sísmica, aparecendo assim o Eurocódigo 8 (EC8) para o dimensionamento sísmico de estruturas. No entanto, o reconhecimento pós-sismo e a análise do comportamento de estruturas em sismos recentes têm evidenciado que a existência de regulamentação sísmica avançada em zonas de perigosidade sísmica média/alta, não garante totalmente o bom desempenho dos edifícios [26].

Um dos principais desafios de hoje para mitigar os perigos de um sismo, é a avaliação dos edifícios existentes que não foram concebidos de acordo com as normas modernas e, conseqüentemente, o desenvolvimento de técnicas eficazes para reforçar essas estruturas.

O comportamento global de uma construção, depende muito dos sistemas construtivos e dos materiais usados para a sua execução. Este comportamento global é ainda influenciado pela posição em planta e pelo arranjo espacial das paredes e das massas, onde as excentricidades entre a massa e a rigidez introduzem torções adicionais que podem dar origem a danos na estrutura [27].

As paredes de alvenaria aplicadas em estruturas são normalmente tratadas como elementos não estruturais. No entanto, contrariamente à maioria dos elementos não-estruturais, estas podem desenvolver uma forte interacção com a restante estrutura quando sujeitas a cargas sísmicas e, por conseguinte, contribuir significativamente para a rigidez lateral e resistência da estrutura. [28,29]. Nota-se assim que estas nem sempre contribuem para a melhoria das condições de segurança dos edifícios.

Um dos principais factores de vulnerabilidade das construções é o tipo de elementos resistentes, sendo de esperar, por exemplo, que um edifício com paredes resistentes de alvenaria sem confinamento sofra danos significativamente mais

importantes do que um edifício com elementos estruturais de aço ou betão (*Coburn e Spence*, 2002, citado por Coelho, 2003) [30].

Os sistemas estruturais típicos dos edifícios de betão armado são as estruturas em pórtico constituídas por pilares, vigas e lajes, estruturas parede (nas quais os elementos verticais são paredes resistentes de betão e a estrutura de piso é constituída por vigas e lajes) e as estruturas mistas pórtico-parede. A resistência sísmica das estruturas parede ou mistas é assegurada pelo funcionamento em corte das paredes resistentes, sendo fundamental neste caso, que as lajes de piso tenham uma rigidez no plano suficiente para garantir a transmissão das forças horizontais de inércia para as paredes. Nas estruturas em pórtico, a resistência sísmica está associada ao funcionamento em flexão das vigas e pilares, sendo no entanto também importante o efeito de diafragma das lajes de piso na transmissão das forças de inércia entre elementos verticais. Embora as vigas e pilares possam ser dimensionados para serem tão resistentes quanto pretendido, em geral as estruturas parede ou mistas tendem a ser muito mais rígidas [30].

Apesar de todos os esforços de investigação que têm sido desenvolvidos há várias décadas, o desempenho destas estruturas na presença dum sismo grave continua a ter uma grande controvérsia entre os pesquisadores e engenheiros de estruturas de hoje.

Poder-se-iam referir muitos factores indicativos do grau de risco existente nos edifícios de betão armado em Portugal. No entanto, destaca-se o facto de 9% desses edifícios terem mais de 50 anos (período de vida útil de um edifício), e estes terem sido construídos sem o fundamento de qualquer regulamentação sísmica. De referir também que 58% dos edifícios foram projectados antes da entrada em vigor do RSA. Por conseguinte, da globalidade dos edifícios existentes em Portugal (edifícios de alvenaria e betão armado), cerca de 21% necessitam de reparações na sua estrutura (CENSUS 2001, citado por Appleton, 2006) [22].

2.4. Avaliação da segurança estrutural

A maior parte das perdas devido aos sismos têm na sua origem um deficiente comportamento sísmico das estruturas [31], com especial foco para as estruturas projectadas e construídas de acordo com as exigências dos regulamentos antigos [32].

Os edifícios de betão armado constituem uma parte importante dos edifícios existentes em todo o mundo, especialmente nos países em desenvolvimento [33]. Devido ao mau desempenho destes, perante os grandes sismos que ocorreram durante a última década, torna-se desejável a realização de um esforço no sentido de desenvolver e aplicar metodologias que avaliem o comportamento sísmico destas estruturas, e que possam servir de base para uma quantificação objectiva do tipo de colapso, avaliando a necessidade de reforço sísmico e aumentando o nível de segurança [32].

Apesar dos avanços da investigação na Engenharia Sísmica em geral e particularmente das normas sísmicas, perdas catastróficas têm ocorrido em todo o mundo, incluindo países em que os estudos de Engenharia Sísmica são tarefas prioritárias. Como é óbvio, as novas evoluções de concepção para a resistência aos sismos só podem ser aplicadas a novos projectos, projectos esses que representam apenas uma pequena parte das estruturas existentes por todo o mundo. Deste modo, a única possibilidade de reduzir perdas durante a ocorrência de um sismo é a melhoria do comportamento sísmico dessas estruturas já existentes [31].

A avaliação sísmica e o reforço de estruturas existentes revela-se como um problema de carácter difícil e complexo que envolve aspectos a nível económico, social, técnico e científico [4]. A avaliação sísmica de uma estrutura já existente pode ser definida, de um modo muito simples, como a investigação aprofundada necessária para determinar as características da estrutura no seu estado actual. Esta investigação tenta identificar especiais fragilidades estruturais bem como deficiências existentes [4].

A avaliação do desempenho sísmico de edifícios em futuros sismos está a tornar-se num importante problema da Engenharia Sísmica. Alguns edifícios importantes são bastante antigos e, por isso, a sua resistência e ductilidade são inferiores às exigidas pelas

normas actuais. Estes edifícios deverão assim ser reforçados para resistir a futuros sismos [34].

A necessidade da avaliação da resistência dos edifícios existentes tem-se vindo a demonstrar na sequência do colapso e de numerosos danos causados nas actuais estruturas existentes [35]. A avaliação detalhada de um edifício, não só avalia a necessidade de reforço sísmico, mas identifica também as suas particulares fraquezas e deficiências que necessitem de ser corrigidas através do reforço estrutural [36].

A verificação ou garantia da segurança de uma estrutura envolve tanto a determinação dos efeitos das diferentes acções sobre as estruturas, como a verificação da capacidade que estas estruturas têm para lhes resistir. Para determinar os efeitos da acção dos sismos sobre as estruturas, pode-se adoptar a via experimental ou a via analítica, em que a primeira utiliza modelos reduzidos ou à escala natural das próprias estruturas e a segunda baseia-se na análise matemática, através do cálculo manual ou por computador, de modelos matemáticos que perante determinadas hipóteses simulam o comportamento real das estruturas [27].

No que diz respeito aos métodos de análise para a avaliação de estruturas, os efeitos da acção sísmica podem ser determinados admitindo que as construções têm comportamento linear ou não linear, podendo ser utilizadas análises estáticas ou dinâmicas para cada uma das situações (Tabela 2.2) [27].

Tabela 2.2. Métodos de análise do efeito da acção sísmica [27].

Determinação do efeito da acção sísmica			
Análises elásticas lineares		Análises não lineares	
Análises elásticas equivalentes	Análises dinâmicas modais por espectros de resposta	Análises estáticas	Análises dinâmicas

2.5. Metodologias de avaliação da segurança de edifícios

2.5.1. Eurocódigo 8

Entre 1992 e 1998, 58 partes dos Eurocódigos estruturais foram publicados pelo CEN, como normas Pré-Europeias. Em 1998 começou-se a trabalhar nestas Pré-Normas de modo a converte-las na primeira geração de normas europeias. A norma EN1998-1 (Eurocódigo 8 - "Dimensionamento de Estruturas com Resistência Sísmica") foi tecnicamente, editorialmente finalizada e apresentada ao Comité Europeu de Normalização (CEN) em Novembro de 2003, para aprovação pelos membros do organismo nacional CEN [37].

O conceito dos Eurocódigos, surge com o intuito de permitir a harmonização da regulamentação e diminuir as barreiras técnicas existentes em cada país europeu [25].

Embora todos os restantes Eurocódigos, aplicáveis aos diferentes tipos de materiais estruturais, não contemplem a reparação e o reforço de estruturas, o Eurocódigo 8 para o dimensionamento sísmico de estruturas contém, na sua Parte 3 [38], as disposições específicas para a avaliação, reparação e reforço sísmico de edifícios. A existência de uma parte dedicada a esta matéria deve-se a diferentes factores, como é o caso da ausência da consideração da resistência sísmica nos projectos originais da maior parte das estruturas antigas; da evidência da eventual necessidade de estabelecimento de campanhas de reabilitação sísmica, resultantes de um melhor conhecimento da acção sísmica e da necessidade de reparação das estruturas danificadas após a ocorrência de sismos, em certos casos envolvendo intervenções de significativa importância [39].

A Parte 3 do Eurocódigo 8 inclui no seu contexto, a definição de critérios para avaliação do comportamento sísmico de estruturas individuais existentes, a descrição de procedimentos para selecção de medidas correctivas e ainda, o estabelecimento dos critérios para o projecto de medidas de reparação e reforço, incluindo as fases de concepção, análise e dimensionamento [38].

A Parte 3 do EC8 possibilita ainda a utilização tanto de métodos lineares como não lineares, para a análise sísmica de edifícios antigos e de edifícios reforçados. Estes últimos métodos permitem definir a curva de comportamento da estrutura e, deste modo, obter

uma resposta pormenorizada e muito mais aproximada do seu real comportamento. Contudo, estes métodos não lineares são de maior complexidade e requerem uma grande quantidade de dados, sendo a sua utilização limitada a casos em que a estrutura é bem conhecida [22].

A metodologia para a avaliação e reforço de estruturas de betão armado proposta pelo Eurocódigo 8, na sua parte 3, está esquematizada na Figura 2.16.

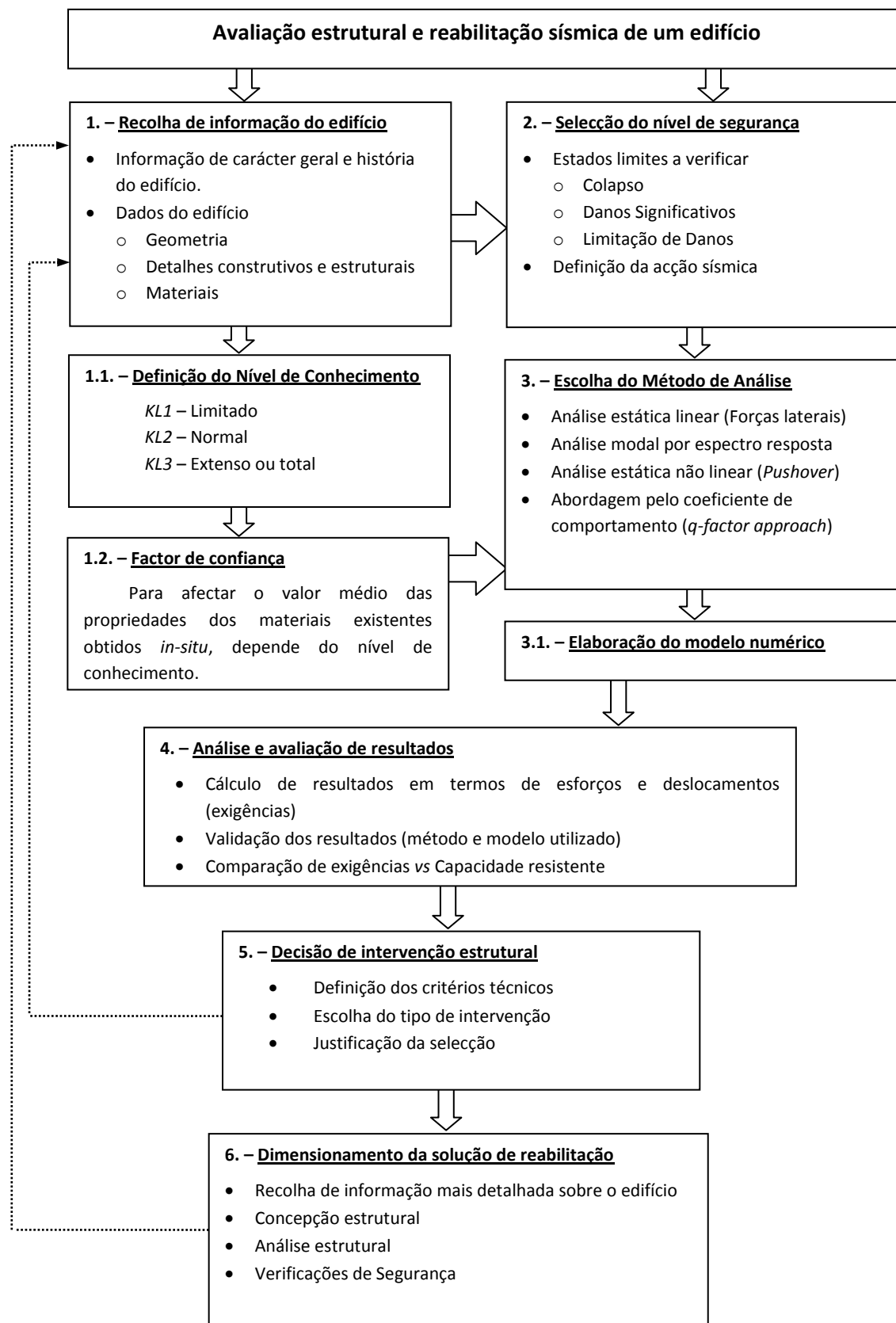


Figura 2.16. Diagrama representativo da metodologia para avaliação e reforço de edifícios existentes, proposta pelo Eurocódigo 8 – Parte 3 [40].

2.5.2. P25 Scoring Method

A base deste método de avaliação foi proposto inicialmente por *Bal* (2005) e posteriormente desenvolvido e calibrado por um projecto de investigação suportado pelo *TUBITAK* (Conselho Turco de Pesquisa Científico e Técnico) [41].

O *P25 Scoring Method* é uma metodologia de avaliação rápida e eficaz que foi desenvolvida e testada inicialmente em 26 casos diferentes, a fim de se prever a vulnerabilidade de colapso de edifícios de betão armado, através da análise de vários parâmetros estruturais dos edifícios [42].

Uma das sérias desvantagens de uma metodologia de avaliação rápida e empírica é a sua dependência dos registos dos danos de um sismo numa determinada região. Por exemplo, uma técnica baseada num conjunto de dados de uma cidade A pode não ser capaz de avaliar o estado de dano de uma outra cidade B. O carácter de um conjunto de dados usados para desenvolver a metodologia desempenha um papel bastante importante nestes casos. A fim de evitar tais dependências, a aproximação empírica deve ser estabelecida e baseada num conjunto de dados gerais. Assim, para o estudo que levou ao desenvolvimento desta metodologia, foram escolhidos edifícios de seis cidades diferentes que sofreram danos extensos durante os cinco diferentes sismos que ocorreram na Turquia entre 1967 e 2003 [42].

Foram analisados mais de 300 edifícios com níveis de dano distintos, localizados em diferentes tipos de solo e que experienciam várias situações de sismo de forma a se verificar a sua fiabilidade [41]. Deste modo, e considerando-se esta base de dados maior, tornou-se necessário aplicar algumas modificações ao algoritmo que está por trás de todos os cálculos. Estes edifícios foram seleccionados conforme o nível de dano observado, dividindo-se em edifícios totalmente colapsados, edifícios com danos severos, edifícios com danos moderados, edifícios com danos ligeiros e edifícios sem dano. Através dos primeiros resultados obtidos, esta metodologia revelou ter uma boa abordagem para avaliar a vulnerabilidade de colapso dos edifícios. Deste modo, foram adicionalmente analisados edifícios recém construídos, dimensionados de acordo com a actual norma turca *TEC' 98.*, embora não seja esperada a análise da vulnerabilidade sísmica deste tipo

de edifícios usando-se a já referida metodologia, a principal finalidade de adicionar estes edifícios ao conjunto de dados, é verificar a consistência do método nos termos das exigências modernas das normas sísmicas [41,42].

As faixas de risco são deste modo definidas de acordo com os resultados finais desta análise, e podem ser observadas através da Figura 2.17.

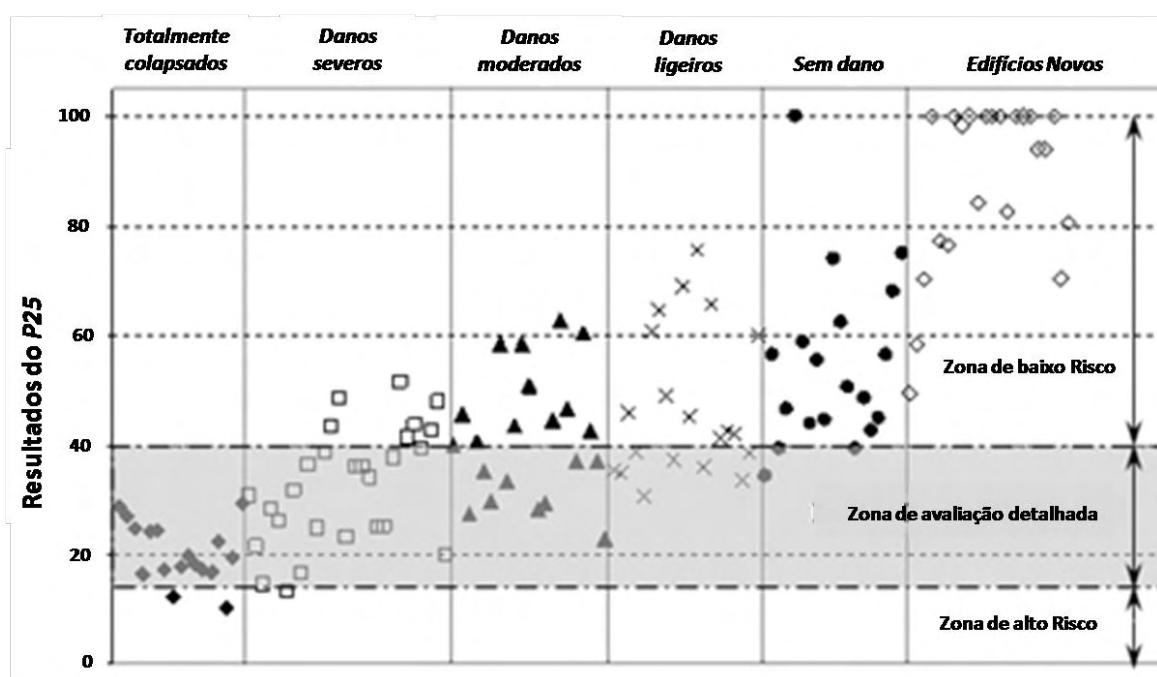


Figura 2.17. Distribuição dos resultados e definição das faixas de risco com a identificação da zona de avaliação detalhada [42].

A avaliação dos resultados pode ser interpretada como uma orientação benéfica para as autoridades municipais locais no desenvolvimento de políticas de redução da vulnerabilidade do parque edificado [42].

2.5.3. Metodologia proposta por *Rai* (2008)

Esta metodologia, apresentada por *Rai* (2008), é baseada numa abordagem prescritiva de engenharia que está de acordo com a actual prática Indiana, e que derivou de vários documentos tais como *ATC 40*, *FEMA 310*, *FEMA 273* (actual *FEMA 356*), *UCBC* (actual *GSREB*) de *ICBO*, *ASCE 31-03*, Eurocódigo 8 e nova norma da Nova Zelândia [43].

Esta metodologia para além de permitir a avaliação sísmica de edifícios de betão armado, fornece também um método para avaliar a capacidade de um determinado edifício existente de modo a alcançar níveis de desempenho adequados que se relacionam com a segurança dos ocupantes desse mesmo edifício e podeo ser aplicada de uma forma coerente a um vasto número de edifícios [43].

A capacidade sísmica dos edifícios existentes de betão armado é calculada de acordo com os critérios especificados nas normas actuais utilizadas para o projecto de edifícios novos, em que todos os elementos estruturais devem ser capazes de suportar, além das cargas sísmicas, todas as outras cargas especificadas nessas normas. Nesta metodologia, estes parâmetros podem ser determinados de acordo com a norma *IS: 1893* [43].

A avaliação sísmica de um edifício é um processo que pode ser dividido essencialmente em dois passos. O primeiro destina-se à avaliação preliminar do edifício que compreende a realização de simples cálculos de modo a verificar a rigidez do edifício, a integridade estrutural e a sua resistência entre outros parâmetros, e o segundo passo corresponde a uma avaliação detalhada que se torna necessária quando os resultados da avaliação preliminar não são satisfatórios [43].

A metodologia de análise referida apresenta-se de forma esquematizada na Figura 2.18 e os vários procedimentos envolvidos na avaliação preliminar de um edifício são esquematizados na Figura 2.19.

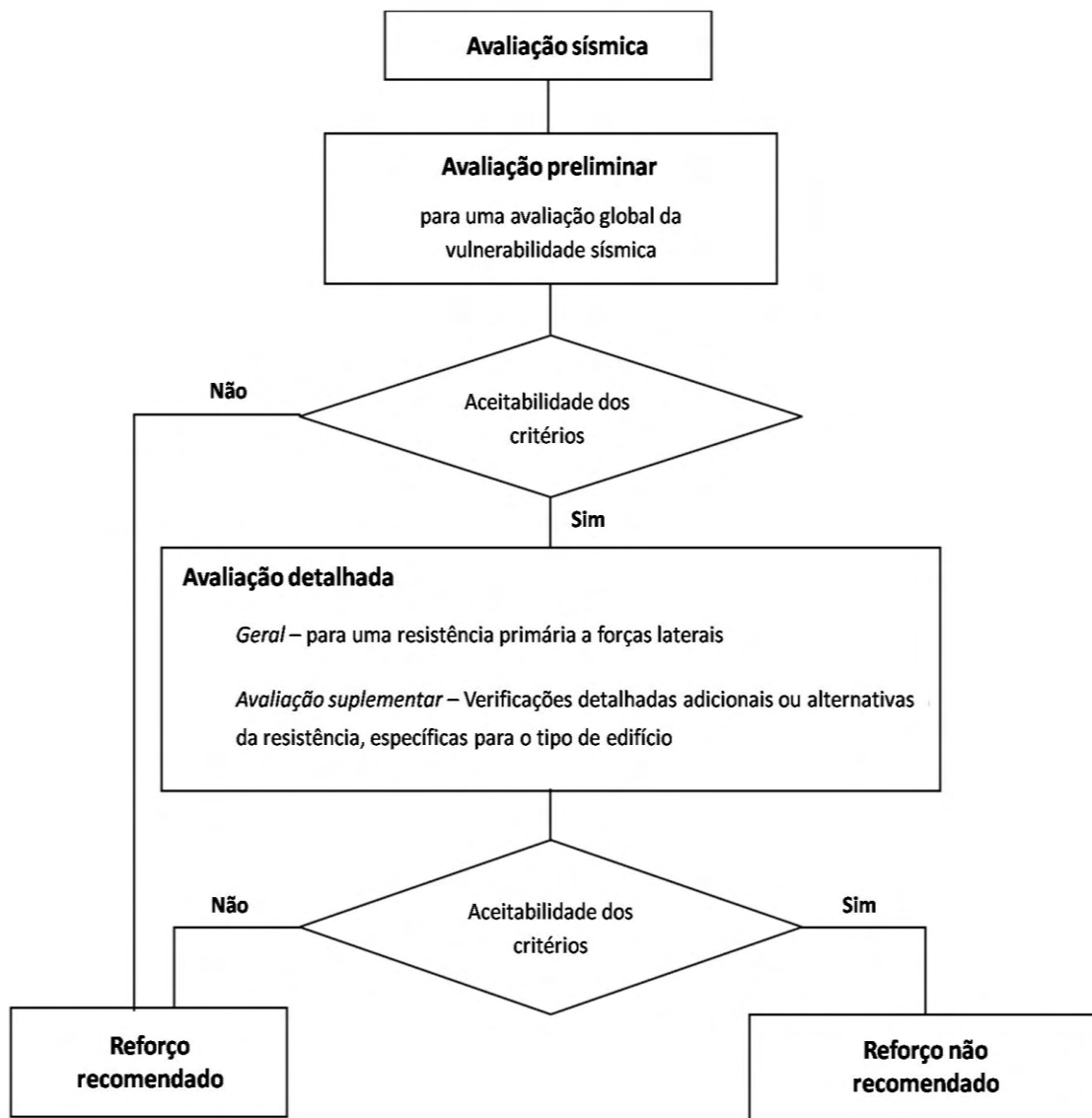


Figura 2.18. Procedimentos para a avaliação sísmica de edifícios existentes [43].

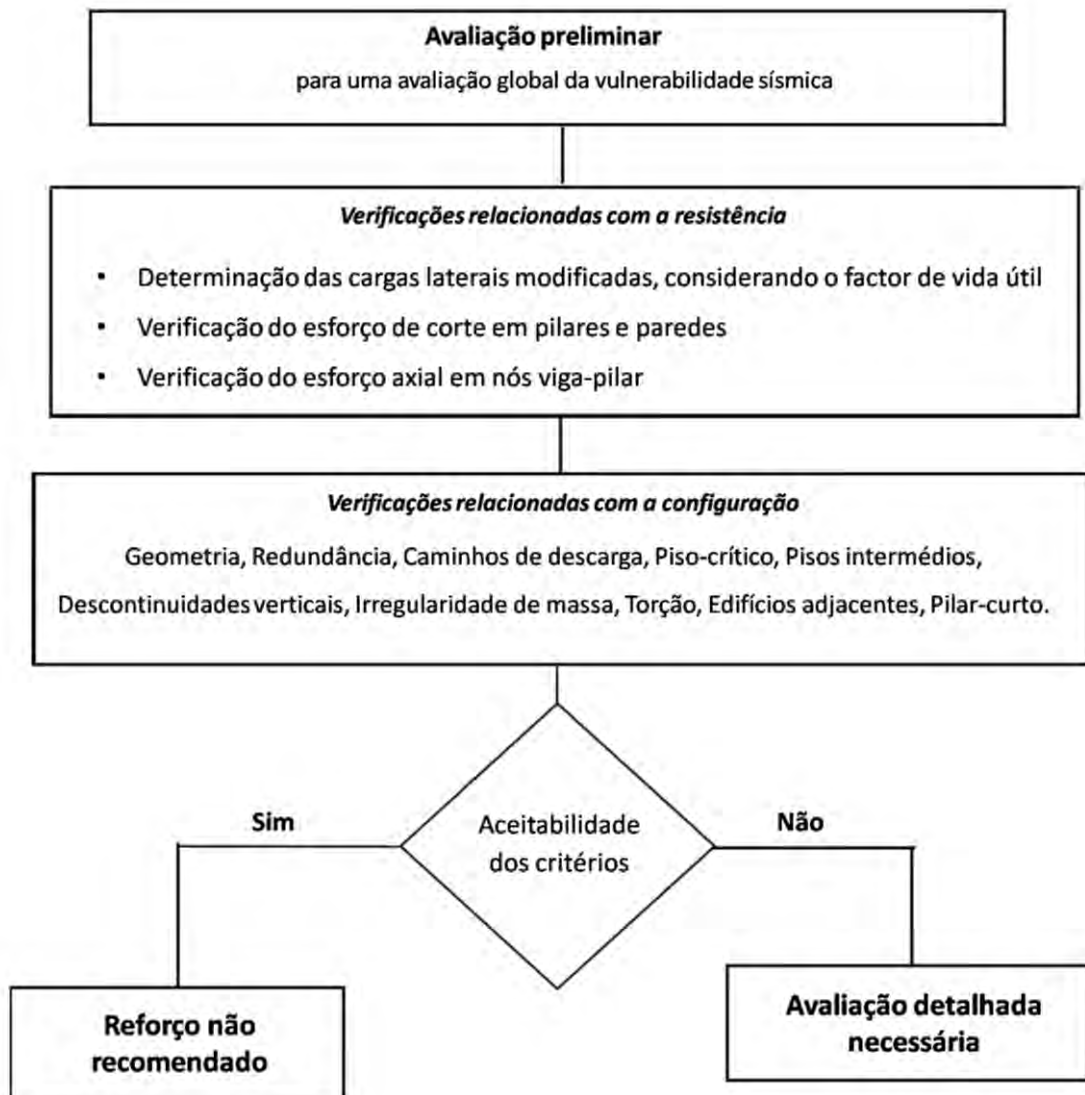


Figura 2.19. Procedimentos envolvidos na avaliação preliminar [43].

2.5.4. Metodologia proposta por Otani (2000)

A metodologia de avaliação sísmica de edifícios existentes de betão armado apresentada por *Otani* (2000), baseou-se na observação do dano em edifícios existentes provocado por sismos tanto no Japão como por todo o mundo, classificando-o em a) dano operacional, b) dano severo e c) colapso [6].

Nesta metodologia considera-se que a capacidade resistente a cargas laterais não é um índice suficiente para se avaliar a vulnerabilidade sísmica de um edifício. Deste modo,

para avaliar esta vulnerabilidade sísmica são considerados vários parâmetros tais como a capacidade resistente e de deformação dos elementos estruturais, a propriedade dos próprios materiais, a configuração estrutural do edifício, as fundações, as condições do local, a interacção entre solo e estrutura, a importância e idade do edifício e a segurança de elementos não estruturais, entre outros. Assim, a vulnerabilidade sísmica de um edifício é dada através de um índice de capacidade sísmica estrutural, I_s , que depende de parâmetros como o factor de zona sísmica, Z , o factor das características de vibração do edifício, $R_t(T)$, que está ligado ao seu período de vibração natural, T , e um coeficiente de corte basal elástico, C_e , ou através de um índice de resistência a forças laterais, q , que depende de parâmetros tais como o factor de configuração estrutural do edifício, F_{cs} , que representa a distribuição da rigidez e da massa, o total das cargas permanentes e de sobrecargas, W_i , de um piso i , o factor de zona sísmica, Z , o coeficiente mínimo de corte basal, S_t , o factor das características de vibração do edifício, $R_t(T)$, e a capacidade máxima de resistência ao corte, Q_u [6].

Todos estes parâmetros podem ser determinados através de simples cálculos apresentados por *Otani* (2000) [6].

2.5.5. Metodologia proposta por *Sucuoglu e Yazgan* (2003)

Sucuoglu e Yazgan (2003) apresentam um método simplificado de análise da vulnerabilidade sísmica de edifícios existentes em betão armado com uma altura inferior a 8 pisos, aplicada a 477 edifícios na Turquia, e que se divide em dois níveis, cujos parâmetros de análise podem ser facilmente observados ou medidos [44].

O primeiro nível de análise é feito através de uma observação visual, onde são registados vários parâmetros como o número de pisos acima do solo, a existência ou não de *soft-storey*, a existência ou não de pisos exteriores suspensos tais como varandas com parapeitos em betão armado, a qualidade aparente do betão (boa, moderada ou má), a existência ou não de mecanismos do tipo pilar-curto, a possibilidade de existência ou não do efeito *pounding* entre edifícios adjacentes, as condições do solo (solo mole ou solo rígido) e por fim o efeito topográfico no edifício (sim ou não) [44].

Após esta primeira análise, segue-se o segundo nível da avaliação do edifício, o qual requer o cálculo de alguns parâmetros tais como: a irregularidade em planta, o índice de resistência a forças laterais e a redundância (que se relaciona com o número de ligações a mais do que as necessárias, que a estrutura apresenta para equilibrar as cargas aplicadas, provocando uma redistribuição dos esforços e uma maior capacidade de propagação de dissipação de energia ao longo da estrutura [17]). Por forma a finalizar a avaliação da vulnerabilidade do edifício é necessário ainda ter em consideração as acelerações sísmicas no solo que variam dependendo da zona sísmica em que se encontra o edifício. Através de uma interacção entre estes diferentes parâmetros pode-se calcular o valor do desempenho sísmico que um edifício apresentará, podendo comprometer ou não a segurança dos ocupantes desse edifício [44].

2.5.6. Metodologia proposta por *Hirosawa* (1993)

Hirosawa et al. (1993) apresentam uma metodologia de avaliação da vulnerabilidade sísmica tanto de edifícios existentes em betão armado como de edifícios danificados, exceptuando-se edifícios de elevada altura. Esta metodologia avalia diferentes parâmetros como o número de pisos, a rigidez e ductilidade de elementos estruturais, a área da secção transversal de elementos estruturais e não estruturais, entre outros [45].

De modo a calcular a vulnerabilidade sísmica de um edifício, esta metodologia propõe o cálculo de um índice sísmico da estrutura, I_s , e de um índice sísmico dos elementos não estruturais, I_n , que serão comparados posteriormente com dois índices sísmicos de avaliação. Um correspondente à estrutura, I_{s0} , e outro aos elementos não estruturais, I_{n0} . Em consequência desta comparação, os edifícios que apresentem valores de I_s e de I_n inferiores aos valores de I_{s0} e de I_{n0} podem ser considerados como tendo uma resistência sísmica suficiente à ocorrência de um sismo severo [45].

De acordo com este método de análise, o índice sísmico da estrutura, I_s , deve ser calculado para cada um dos pisos do edifício e para ambas as direcções longitudinal e transversal, e depende de vários parâmetros tais como a configuração estrutural do

edifício, a deterioração causada pela idade do edifício e um sub-índice sísmico da estrutura que depende da resistência e ductilidade. Todos estes parâmetros para a análise sísmica de um edifício podem ser calculados através de simples cálculos de acordo com *Hirosawa et al.* (1993).

2.6. Soluções de reforço sísmico

O reforço sísmico de uma estrutura de betão é uma das prioridades mais importantes nos países ou regiões com elevada perigosidade sísmica, de modo a reduzir o risco associado [46] e pode ser definido como uma operação para proporcionar ao sistema estrutural ou a alguns dos elementos da estrutura, um nível de desempenho especificado. Dependendo do estado da estrutura e da sua finalidade, a reabilitação estrutural pode ser classificada, muito simplesmente, como a operação de reparação ou de reforço. Pode-se definir, deste modo, a reparação estrutural como o processo de reabilitação de uma estrutura danificada, ou de apenas um membro estrutural, com o objectivo de recuperar a sua capacidade no estado de pré-dano. Por outro lado, o reforço estrutural é o aumento da capacidade existente (em termos de resistência ou de ductilidade) de uma estrutura ou de apenas um membro estrutural, com a finalidade de obter um maior nível superior de desempenho específico (*Ersoy*, 1998, citado por Varum, 2003) [4].

De acordo com *Fardis* [36], hoje em dia existe um significativo conhecimento de técnicas e estratégias de reforço sísmico de estruturas. Para além disto, qualquer intervenção de reabilitação não deverá prejudicar a capacidade resistente e a segurança de nenhum elemento estrutural em nenhuma das suas propriedades.

Capítulo 3

Metodologia de avaliação da vulnerabilidade sísmica:

P25 Scoring Method

3.1. Preâmbulo

No presente capítulo é apresentada e descrita a metodologia que servirá de base para o estudo efectuado neste trabalho e que tem por nome *P25 Scoring Method*. Devido ao facto desta metodologia ter sido desenvolvida e baseada na norma de sísmica Turca, alguns parâmetros que são avaliados no presente trabalho são comparados e transportados para a realidade do Eurocódigo 8, nomeadamente os parâmetros que dizem respeito às zonas sísmicas, aos tipos de solo, ao espaçamento mínimo de armadura transversal etc. e que serão abordados e explicados mais à frente neste trabalho.

3.2. Apresentação geral do *P25 Scoring Method*

Este método baseia-se, numa primeira abordagem, na observação e análise dos parâmetros estruturais mais importantes que afectam a resposta e o desempenho sísmico de um edifício e avaliá-los através de alguns factores de ponderação, um após o outro, de acordo com a sua importância relativa. Por forma a aplicar esta metodologia, são avaliadas diferentes características estruturais dos edifícios, quer por medição quer por observação visual e, em seguida, o resultado final da análise é determinado por meio de cálculos simples. Os parâmetros básicos da metodologia apresentada podem ser definidos como [42]:

- (a) dimensões em planta de pilares, paredes de betão armado e paredes de alvenaria;
- (b) alturas dos andares, h_i , e a altura total do edifício, H ;
- (c) dimensões exteriores da planta do rés-do-chão;
- (d) dimensões mais significativas das vigas;
- (e) aceleração efectiva do solo;
- (f) factor da importância do edifício;
- (g) condições do solo de fundações e perfil topográfico do solo;

- (h) outros parâmetros observados, tais como a qualidade do material, zonas de confinamento dos pilares, irregularidades estruturais como pilares curtos, torção, etc.

Esta metodologia considera sete diferentes tipos de rotura classificados de P_1 a P_7 bem como a sua interacção, caso exista. O resultado final da avaliação é dado através de uma fusão destes sete parâmetros, e apresenta valores entre 0 e 100 correspondente a uma maior ou menor vulnerabilidade sísmica, respectivamente [41].

Alguns estudos recentes efectuados em centenas de edifícios demonstram que um resultado final de cerca de 30 pode ser considerado como o limite de segurança (Figura 3.1) em que edifícios que apresentem um valor final inferior a este limite são considerados edifícios que necessitam de uma avaliação mais detalhada através de técnicas experimentais ou analíticas mais rigorosas [41].

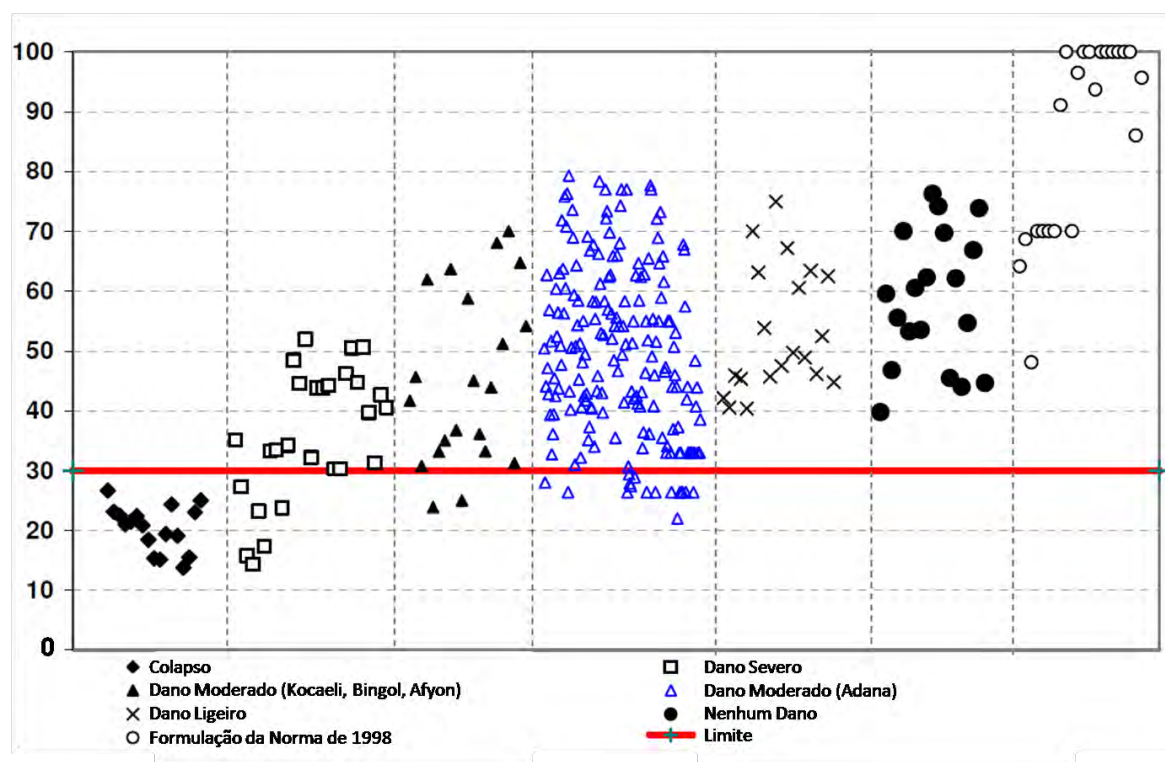


Figura 3.1. Resultados da aplicação da metodologia P25 a 311 casos de estudo, com diferentes níveis de dano [41].

3.2.1. Avaliação do parâmetro básico, P_1

De um modo geral, na maioria dos edifícios, o piso mais vulnerável ao dano é o rés-do-chão, o qual é aqui denominado como “piso crítico”. No entanto, podem existir algumas excepções a esta regra empírica e, de modo a estar do lado da segurança, todos os pisos de um edifício devem ser verificados e o que resultar o valor mais baixo, será o valor aceite como o resultado final do edifício. As dimensões em planta L_x e L_y são os lados x e y do menor rectângulo em que a planta do piso crítico pode ser inscrita. Deste modo, um edifício com dimensões irregulares em planta será penalizado visto que será considerada uma área relativamente maior do que real. Para o piso crítico, a sua área em planta e os momentos de inércia globais serão calculados da seguinte forma [41]:

$$A_p = L_x L_y \quad (1)$$

$$I_{px} = L_y L_x^3 / 12 \quad (2)$$

$$I_{py} = L_x L_y^3 / 12 \quad (3)$$

No caso da existência de paredes de alvenaria, se estas preencherem por completo o espaço entre os pilares e vigas ou se está em contacto com os pilares de cada lado, estas deverão ser incluídas nos cálculos [42].

Para as paredes que se desenvolvem ao longo do perímetro de um piso, é recomendado que a espessura da parede deva ser tomada como metade da espessura real, e o comprimento com sendo o perímetro desse piso, mesmo que haja aberturas de janelas nessa parede. Por outro lado, se nesse perímetro de parede existir uma janela não a meio mas na proximidade de um dos cantos, então somente o comprimento da parcela contínua da parede deve ser tomado em conta nos cálculos como o comprimento da parede, desprezando a abertura da janela e, neste caso, deve ser considerada a espessura total da parede [42].

Uma vez que o método proposto é desenvolvido para elementos estruturais com secção transversal rectangular, orientados na direcção ortogonal de eixos Cartesianos, existe a necessidade de correcção para elementos de forma não rectangular e/ou

orientação inclinada. Para esse tipo de elementos, a área total e os momentos de inércia são calculados nos seus eixos locais e, em seguida, são projectadas para as direcções de eixos Cartesianos do edifício [42].

3.2.1.1. Rigidez Efectiva Resultante

A rigidez resultante efectiva $C_{A,ef}$ das áreas de secção transversal e a rigidez de flexão resultante efectiva $C_{I,ef}$ do piso crítico são calculadas através de [41]:

$$C_{A,ef} = [0.87(C_{A,min})^2 + 0.50(C_{A,max})^2]^{0.5} \quad (4)$$

$$C_{I,ef} = [0.87(C_{I,min})^2 + 0.50(C_{I,max})^2]^{0.5} \quad (5)$$

A área total efectiva e os parâmetros de rigidez de flexão totais são calculados através das equações (6) e (7), para ambas as direcções x e y. O menor e o maior valores das componentes x e y resultantes destas áreas e rigidez efectivas são considerados como valores mínimos e máximos, respectivamente, nas equações (4) e (5) [41]:

$$C_A = 2(10^5) A_{ef} / A_p \quad (6)$$

$$C_I = 2(10^5) (I_{ef} / I_p)^{0.2} \quad (7)$$

em que:

$$A_{ef} = \sum (A_c + A_s + 0.10 A_m) \quad (8)$$

$$I_{ef} = \sum (I_c + I_s + 0.10 I_m) \quad (9)$$

A_p = Área em planta do piso crítico.

A_c = Área da secção transversal de um pilar.

A_s, A_m = Área da secção transversal de uma parede de betão armado e de uma parede de alvenaria, respectivamente.

I_c = Momento de inércia de um pilar

I_s, I_m = Momento de inércia de uma parede de betão armado e de uma parede de alvenaria, respectivamente.

Para os cálculos na direcção x, apenas as paredes de betão armado e de alvenaria que se desenvolvem segundo esta direcção serão tomadas em consideração, e somente os momentos de inércia na direcção y serão incluídos nos parâmetros I_{sx} e I_{mx} . Inversamente, nos cálculos da direcção y apenas as paredes de betão armado e de alvenaria que se desenvolvem segundo esta direcção serão tomadas em consideração, e somente os momentos de inércia na direcção x serão incluídos nos parâmetros I_{sy} e I_{my} [42].

Uma vez que a ordem de grandeza dos valores da área transversal é muito inferior ao dos respectivos valores dos momento de inércia, de modo a poder utilizá-los na mesma fórmula, é utilizado um expoente de 0.2 na equação (7). Os valores de área da secção transversal e do momento de inércia das paredes de alvenaria são multiplicados por 0,08 nas equações (8) e (9) por forma a representar a relação típica entre o módulo de elasticidade entre uma parede de alvenaria e uma parede de betão armado [42]. Esta relação entre os módulos de elasticidade pode variar consoante diferentes tipologias, locais ou países. Deste modo, neste trabalho utilizou-se um valor de 0,08, de acordo com um estudo feito por Carvalho (citado por Raimundo, 1998) [47] para o cálculo do módulo de elasticidade de uma parede de alvenaria tradicional de tijolo furado utilizada em Portugal.

A área total efectiva C_{Ax} e a rigidez total de flexão C_{Ix} na direcção x, não são necessariamente iguais aos valores obtidos para a direcção y. Geralmente, a rigidez total efectiva num sentido pode ser inferior ao seu valor noutra sentido. Assim, e para tornar esta aplicação mais realística, o sentido dominante de um sismo pode ser assumido como fazendo um ângulo de 30 graus com a direcção mais fraca do edifício. Consequentemente, a área resultante efectiva $C_{A,ef}$ bem como a rigidez de flexão efectiva $C_{I,ef}$ devem ser calculadas pelas equações dadas em (4) e (5). Os coeficientes de 0.87 e 0.5 presentes nessas equações representam os valores de $\cos 30^\circ = 0.87$ e $\sin 30^\circ = 0.50$, respectivamente [42].

3.2.1.2. Ajuste para a altura total, h_0

Uma vez que as dimensões da secção transversal dos elementos estruturais verticais no rés-do-chão (piso crítico) aumentam com a altura total H do edifício, esta deve ser igualmente incluída como um parâmetro para a avaliação final. Conforme aumenta o número de pisos do edifício a massa também aumentará. Por outro lado, dependendo do perfil topográfico do solo, o coeficiente de corte basal obtido a partir da resposta espectral, diminui gradualmente à medida que a altura total do edifício aumenta. Consequentemente, para edifícios de baixa e média altura, o aumento da altura afecta negativamente os parâmetros de resistência. Contudo, para alguns edifícios mais altos, este aumento da altura tem um efeito favorável no cálculo destes parâmetros de resistência efectiva [41,42].

Considerando todas estas variações, é proposto um factor de correcção apropriado h_0 , presente na equação (10), que representa os efeitos desfavoráveis e favoráveis da altura total do edifício. Assim, este factor de correcção h_0 é dado como [41]:

$$h_0 = -0.6H^2 + 39.6H - 13.4 \quad (10)$$

3.2.1.3. Resultado final do P_1

Uma vez obtidos os valores da área efectiva da secção transversal $C_{A,ef}$ e da rigidez efectiva de flexão $C_{I,ef}$ do piso crítico das equações (4) e (5), bem como do factor de correcção da altura h_0 , o resultado final do parâmetro P_1 , pode ser obtido pela equação (11) [41]:

$$P_1 = \left[(C_{A,ef} + C_{I,ef}) / h_0 \right] \prod_{i=1}^{14} f_i \quad (11)$$

em que f_i representa 14 factores de correcção diferentes, relativos ao estado e a várias deficiências possíveis do edifício. Estes factores são obtidos quer por observação, quer através de cálculos e são apresentados na Tabela 3.1.

Tabela 3.1. Factores de correcção de irregularidade (f_i) [41].

Factor	Tipo de irregularidade	Grau de irregularidade		
		Alto	Médio	Nenhum
f_1	Irregularidade de torção	0.90	0.95	1.00
f_2	Descontinuidade dos pisos	0.90	0.95	1.00
f_3	Descontinuidade dos elementos verticais	0.65 – 0.75	0.90	1.00
f_4	Distribuição de massa	0.90	0.95	1.00
f_5	Corrosão	0.90	0.95	1.00
f_6	Elementos de fachada pesados	0.90	0.95	1.00
f_7	Pisos intermédios (<i>Mezzanine</i>) $y = \text{Piso Mezzanine} / \text{Área Total}$	0.90 $y \geq 0.25$	0.95 $0 < y < 0.25$	1.00 $y = 0$
f_8	Níveis de piso desiguais	0.80	0.90	1.00
f_9	Qualidade do betão ⁽¹⁾	$f_9 = (f_c / 20)^{0.5}$		
f_{10}	Critério de pilar forte ⁽²⁾	$f_{10} = [(l_x + l_y) / 2 l_b]^{0.15} \leq 1.0$		
f_{11}	Espaçamento da armadura transversal ⁽³⁾	$f_{11} = 0.60 \leq (10/s)^{0.25} \leq 1.0$		
f_{12}	Tipo de solo ⁽⁴⁾	0.90 (Z4)	0.95 (Z3)	1.00 (Z2, Z1)
f_{13}	Tipo de fundações	0.80 – 0.90 (isoladas)	0.95 (contínuas)	1.00
f_{14}	Profundidade das fundações	0.90 $D < 1 \text{ m}$	0.95 $1 \leq D \leq 4 \text{ m}$	1.00 $D > 4 \text{ m}$

⁽¹⁾ f_c = resistência mecânica do betão aos 28 dias, em MPa, que de acordo com o EC8, os elementos estruturais primários não devem apresentar uma classe inferior a C16/20 [48].

⁽²⁾ o conceito de viga forte-pilar fraco é definido como uma das disposições fundamentais na maioria dos recentes códigos de verificação da segurança sísmica. Deste modo, em vez de se calcular a capacidade do momento plástico último dos pilares e vigas no encontro de um nó, a rigidez de flexão dos pilares e vigas

é comparada como uma aproximação, onde I_x e I_y representam o momento de inércia médio dos pilares e I_b representa o momento de inércia da viga mais representativa [42].

⁽³⁾ s = espaçamento da armadura transversal em ambos as extremidades de um pilar, em cm, com um valor máximo de 10cm de acordo com o EC8 [48].

⁽⁴⁾ A classificação dos solos foi feita de acordo com a norma Turca [49] que, dependendo do tipo de solo (grupos classificados entre A e D) e da sua espessura da camada superior, classifica os solos entre Z1 a Z4.

3.2.2. Avaliação do mecanismo tipo pilar curto, P_2

O mecanismo tipo pilar curto surge quando existe um pilar mais curto que os restantes num determinado piso, que conduz a um aumento da sua solicitação ao corte durante a ocorrência de um sismo severo. A presente metodologia distingue 16 diferentes valores para avaliar este parâmetro, apresentados na Tabela 3.2 e que variam entre 10 e 70 [41].

Tabela 3.2. Factor de correcção devido à existência de mecanismos tipo pilar curto, P_2 [41].

$n = \% \text{ de pilares curtos}$	<i>Altura do pilar curto /Altura do piso</i>			
	$(0.75 - 1.00)h$	$(0.40 - 0.75)h$	$(0.15 - 0.40)h$	$(0.00 - 0.15)h$
Poucos $n < 5\%$	70	64	57	50
Alguns $5\% < n < 15\%$	60	50	44	37
Muitos $15\% \leq n \leq 30\%$	50	40	30	24
Demasiados $n > 30\%$	40	30	20	10

3.2.3. Avaliação do piso-crítico, P_3

Existe uma tendência cada vez maior para o projecto de estruturas com funções comerciais nos pisos de rés-do-chão, que apresentam bancos, lojas de comércio, salas,

etc., e que resultam num piso com uma altura maior e que se apresenta muitas vezes vazado ou com um menor número de paredes de alvenaria. Este fenómeno é tido em conta nesta metodologia e pode ser reflectido no parâmetro de correcção P_3 , definido pela seguinte forma [41]:

$$P_3 = 100 \left[r_a r_r (h_{i+1}/h_i)^3 \right]^{0.60} \quad (12)$$

$$r_a = (A_{ef,i} / A_{ef,i+1}) \leq 1 \quad (13)$$

$$r_r = (I_{ef,i} / I_{ef,i+1}) \leq 1 \quad (14)$$

Este factor de correcção é representado tanto pelas áreas efectivas da secção transversal como pela relação entre os momentos de inércia dos pilares, das paredes de betão armado e das paredes de alvenaria dos pisos i e $i+1$, numerados de baixo para cima. Os valores de h_i e h_{i+1} representam as alturas do piso crítico i e do piso acima $i+1$, respectivamente. Os parâmetros $A_{ef,i}$ e $A_{ef,i+1}$, representam as áreas de secção transversal de pilares, paredes de betão armado e paredes de alvenaria, dos pisos i e $i+1$, respectivamente. Similarmente, os parâmetros $I_{ef,i}$ e $I_{ef,i+1}$, representam os momentos de inércia de pilares, paredes de betão armado e paredes de alvenaria, dos pisos i e $i+1$, respectivamente. O cálculo dos valores de r_a na equação (13) e de r_r na equação (14) será feito para ambas as direcções x e y e será utilizado na equação (12) [41].

3.2.4. Avaliação de descontinuidades estruturais, P_4

O uso de saliências em lajes estruturais nos pisos acima do rés-do-chão é uma característica bem visível no tipo de arquitectura de edifícios residenciais. Esta particularidade proporciona efeitos adversos ao comportamento das estruturas pelo facto de contribuir para uma alteração da distribuição da massa bem como da regularidade dos edifícios em planta, causada pela inexistência de vigas de ligação no perímetro definido pelos pilares [41].

Na Figura 3.2 é apresentado um exemplo deste tipo de características estruturais.

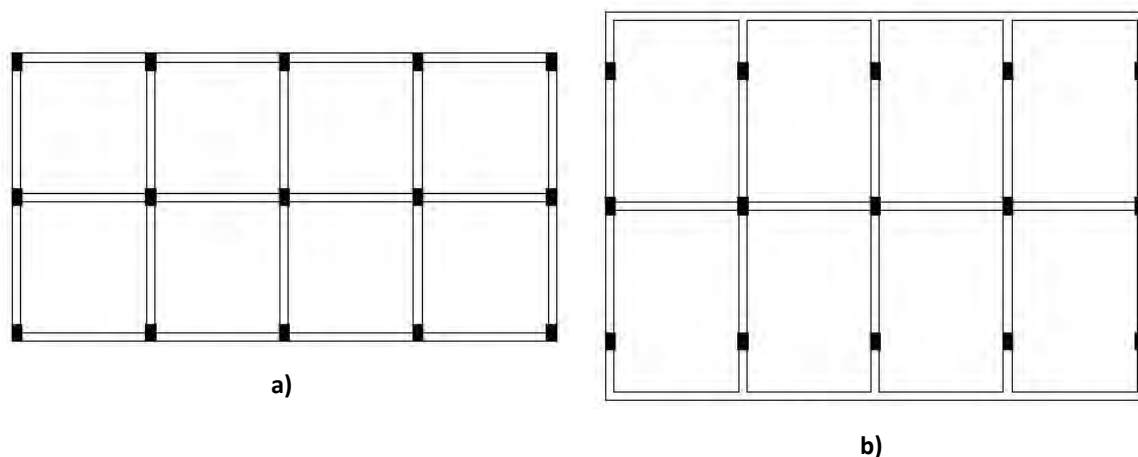


Figura 3.2. a) Planta do rés-do-chão; b) Planta dos pisos acima do rés-do-chão [50].

De acordo com um estudo efectuado por *Bal e Özdemir* (2006) [50], é aplicado o factor de correcção P_4 à metodologia proposta, que assume valores que variam entre 50 e 90 e que se podem resumir na Tabela 3.3, fazendo diminuir a resistência do edifício face a esta tipologia estrutural [41].

Tabela 3.3. Factor de correcção devido à descontinuidade das vigas no perímetro do edifício, P_4 [41].

Vigas	Localização das Saliências		
	Apenas numa altura	Em duas alturas	Em todas as alturas
Existe	90	80	70
Não existe	70	60	50

3.2.5. Avaliação do efeito de *pounding*, P_5

Segundo *Athanassiadou* (1994) e *Tezcan* (1996), citado por *Bal et al.* (2007), o efeito de *pounding* provocado por dois edifícios adjacentes pode ser do tipo excêntrico ou concêntrico. O efeito de *pounding* concêntrico apenas ocorre se a linha que liga o centro de massa dos dois edifícios adjacentes passar pelo ponto médio da fachada comum, ao longo da linha em que se espera que estes dois edifícios colidam. Caso esta situação não aconteça, então está-se perante um efeito de *pounding* do tipo excêntrico [41].

Tal como mostra a Tabela 3.4, podem ser definidas 16 diferentes combinações para os valores devidos ao efeito de *pounding*, que dependem não só do tipo e posição do edifício mas também da sua interacção com os edifícios adjacentes. O valor mais favorável desta avaliação para o efeito de *pounding* (70) ocorre quando se está na presença de dois edifícios adjacentes que apresentam a mesma altura, os mesmos níveis de lajes e experienciam um efeito de *pounding* concêntrico [41].

Tabela 3.4. Avaliação do edifício devido à existência do efeito de *pounding*, P_5 [41].

Tipo de impacto	Impacto concêntrico		Impacto excêntrico	
	Lajes ao mesmo nível	Lajes em níveis diferentes	Lajes ao mesmo nível	Lajes em níveis diferentes
Último edifício num bloco	35	15	20	10
Dois edifícios desiguais	40	25	30	20
Edifício baixo adjacente a edifício alto	50	30	30	20
Dois edifícios idênticos	70	60	60	50

3.2.6. Avaliação da qualidade do solo, P_6 e P_7

A avaliação da qualidade do solo também é um factor a ter em conta no resultado final da vulnerabilidade do edifício. Deste modo, pode-se dividir este parâmetro em dois factores de avaliação, em que o primeiro se relaciona com a possibilidade de liquefacção (P_6) e depende tanto do nível freático como do potencial de liquefacção que pode ser calculado pela proposta de *Tezcan et al. (2004)*, citado por *Bal et al. (2007)*, e pode ser distinguido como alto, médio ou baixo. Este primeiro parâmetro está presente na Tabela 3.5 e apresenta valores que variam entre 10 e 60 [41].

No que diz respeito ao segundo factor (P_7), este está relacionado com a capacidade de rotura do solo e depende tanto da profundidade do nível freático como do tipo de solo. Este factor apresenta valores que variam entre 10 e 100 e que são visíveis na Tabela 3.6 [41].

Tabela 3.5. Avaliação do efeito provocado pela possibilidade de liquefacção, P_6 [41].

Nível Freático (m)	Potencial de liquefacção		
	Baixo	Médio	Alto
$> 10\text{ m}$	60	45	30
$2.0\text{ m} - 10.0\text{ m}$	45	33	20
$< 2.0\text{ m}$	30	20	10

Tabela 3.6. Avaliação do efeito provocado pelo movimento do solo, P_7 [41].

Tipo de solo	Nível freático (m)	P_7
z_1, z_2	-	100
z_3	$\leq 5.0\text{ m}$	25
	$> 5.0\text{ m}$	35
z_4	$\leq 5.0\text{ m}$	10
	$> 5.0\text{ m}$	20

3.2.7. Cálculo do resultado final da avaliação

Para o cálculo do resultado final da avaliação da vulnerabilidade sísmica de um edifício de betão armado, através da aplicação desta metodologia simplificada, deve-se proceder ainda ao cálculo de dois factores de correcção α e β , que serão posteriormente usados na equação seguinte [41]:

$$P = \alpha \beta P_{\min} \quad (15)$$

3.2.7.1. Factor de correcção, α

Este primeiro factor de correcção α é definido de acordo com diferentes aspectos e é dado pela equação (16). O primeiro aspecto prende-se com o factor de importância do edifício, I , que, pelo facto da metodologia proposta ser desenvolvida principalmente para

edifícios habitacionais e desta poder ser no entanto estendido para outros tipos de edifícios tais como escolas e hospitais, influencia o factor de correcção de um modo inversamente proporcional, provocando uma redução do factor de correcção α [41].

De acordo com o Eurocódigo 8, este factor de importância dos edifícios pode ser dividido em 4 classes diferentes, de acordo com a Tabela 3.7 [48].

Tabela 3.7. Factores de importância dos edifícios [48].

Classe de Importância	Tipo de edifícios	Factor de importância ⁽¹⁾
I	Edifícios de importância reduzida para a segurança pública (edifícios agrícolas, etc.)	0.8
II	Edifícios correntes que não pertençam às outras classes.	1.0
III	Edifícios cuja resistência sísmica é de elevada importância, tendo em conta as consequências associadas ao seu colapso (escolas, instituições culturais, edifícios de assembleia, etc.)	1.2
IV	Edifícios cuja integridade é de importância vital para o socorro pós-sismo (Hospitais, centrais eléctricas, posto dos bombeiros, etc.)	1.4

⁽¹⁾ Os valores do factor de importância podem variar consoante a zona sísmica, as condições de risco sísmico e as considerações de segurança pública. De acordo com o EC8 e com o Anexo Nacional [51], os valores recomendados são os apresentados.

Por outro lado, o *P25 Scoring Method* é baseado na vulnerabilidade de colapso dos edifícios em zonas de risco sísmico mais elevado onde o coeficiente máximo de aceleração efectiva do solo A_s apresenta um valor de $0.40g$, de acordo com a norma sísmica Turca [41].

À luz do Anexo Nacional do EC8, Portugal pode ser dividido em zonas sísmicas para duas situações distintas de ocorrência de um sismo: cenário de sismo afastado (sismo interplacas) e cenário de sismo próximo (sismo intraplaca). Na primeira situação são diferenciadas 5 zonas sísmicas e na segunda são diferenciadas apenas 3 zonas sísmicas (Figura 3.3.). O máximo valor de aceleração efectiva do solo corresponde à situação de sismo afastado para a zona sísmica 1 e toma um valor de $0.25g$ [51].

Para cada uma destas zonas sísmicas existem diferentes acelerações máximas de referência do solo, que podem ser resumidas pela Tabela 3.8, associando-se a estas

acelerações um respectivo coeficiente de aceleração que irá ser utilizado posteriormente na equação (16).

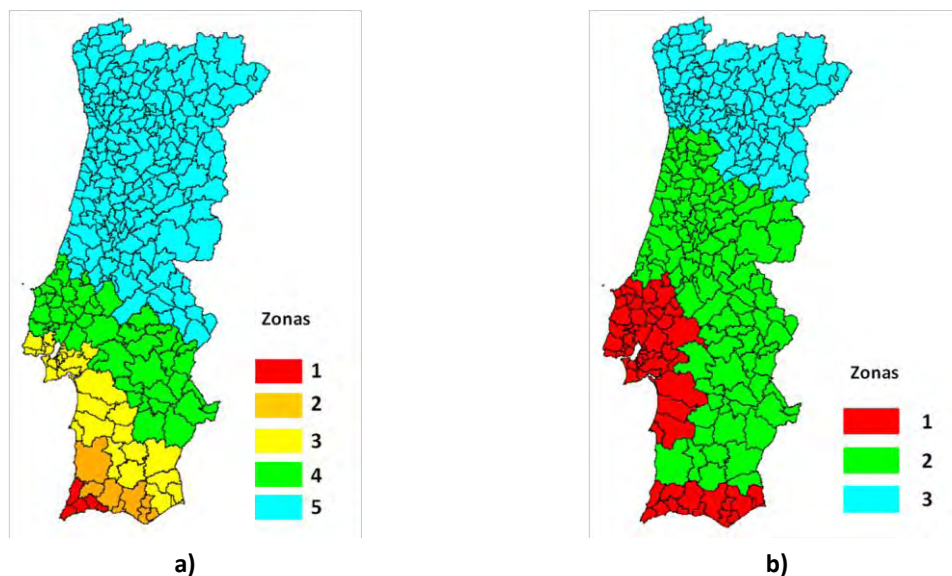


Figura 3.3. Zonamento sísmico do Anexo Nacional do EC8: **a)** cenário de sismo afastado (sismo interplacas); **b)** cenário de sismo próximo (sismo intraplaca) [51].

Tabela 3.8. Aceleração máxima de referência (cm/s^2) nas diferentes zonas sísmicas [51].

Zona sísmica	Sismo afastado (interplacas)	Sismo próximo (intraplaca)	Coeficiente de aceleração efectiva
1	250	170	$0.25g / 0.17g$
2	200	110	$0.20g / 0.11g$
3	150	80	$0.15g / 0.08g$
4	100	-	$0.10g$
5	50	-	$0.05g$

Consequentemente, para zonas de risco sísmico mais baixo, o coeficiente de aceleração efectiva do solo é gradualmente reduzido para valores que variam entre $0.05g$ e $0.25g$ dependendo do tipo de zona sísmica, que por sua vez provoca um aumento do factor de correcção α .

Um outro aspecto que entra nas contas para este factor de correcção é o efeito topográfico, t , que pode assumir valores de 0.70 , se o edifício se encontrar no topo de

um monte, ou de 0.85 para edifícios localizados numa encosta com declive acentuado. Por sua vez, para edifícios que se localizem em baixas elevações, pode-se assumir valores de $t = 1.0$ [41].

Por último, a sobrecarga dos edifícios também influencia o factor de correcção α , através de um coeficiente n , que representa um índice de ocupação do edifício, que varia consoante o fim a que este se destina, tomando valores de 0.3 para edifícios residenciais, hotéis ou hospitais e de 0.6 para escolas, dormitórios, cinemas, restaurantes, entre outros [41].

$$\alpha = (1/I)(1.25 - A_0)[1/(0.4n + 0.88)]t \quad (16)$$

3.2.7.2. Factor de correcção, β

Este factor de correcção β é calculado através de uma interacção entre os pesos dos sete parâmetros P_1 a P_7 referidos anteriormente. O valor mínimo destes sete parâmetros é considerado como P_{min} , assumindo um factor de peso de $w = 4$. Os factores de peso de cada um destes sete parâmetros são dados na Tabela 3.9 [41].

Tabela 3.9. Factores de peso dos parâmetros P_1 a P_7 [41].

Factores de peso	P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6	P_7	P_{min}
w	4	1	3	2	1	3	2	4

Estes factores de peso são posteriormente usados na equação (17), da qual se retira um valor de P_w que servirá para calcular o factor de correcção β , que representa o grau de interacção e de possibilidade de desencadeamento de uma rotura, dado pela equação (18) [41].

$$P_w = \sum (w_i P_i) / \sum w_i \quad (17)$$

$$\left. \begin{array}{l} \beta = 0.70 \\ \beta = 0.55 + 0.0075 P_w \\ \beta = 1.00 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{para } P_w \leq 20 \\ \text{para } 20 \leq P_w \leq 60 \\ \text{para } P_w \geq 60 \end{array} \quad (18)$$

Capítulo 4

Casos de Estudo

4.1. Preâmbulo

Neste capítulo será apresentado o estudo sobre a avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios antigos de betão armado como referido anteriormente. Este estudo foi realizado utilizando a metodologia de avaliação conhecida como *P25 Scoring Method*, descrita no capítulo anterior, e aplicada em diferentes tipos de edifícios existentes em Portugal.

Deste modo apresenta-se inicialmente uma breve descrição de cada edifício em estudo e os valores obtidos para cada parâmetro que são abordados na referida metodologia, bem como o resultado final da avaliação. Todos os cálculos efectuados para a obtenção destes factores que levaram ao resultado final da análise serão apresentados em Anexo para alguns casos de estudo.

Por forma a verificar a adequabilidade desta metodologia, foram estudados adicionalmente alguns edifícios existentes na cidade de L'Aquila (Itália) afectados recentemente por um sismo, comparando assim os resultados obtidos através da aplicação da metodologia e os danos observados nesses edifícios. Os dados relativos a estes edifícios foram retirados de um levantamento expedito realizado por Costa *et al.* (2009). Dada a não disponibilidade de projectos, o estudo destes edifícios revela apenas um carácter comparativo e informativo da aplicação desta metodologia.

Foram ainda estudados alguns edifícios recentemente construídos e projectados com normas sísmicas recentes, por forma a comparar os valores obtidos para este tipo de edifícios e os mais antigos.

Face ao facto de se tratarem de edifícios antigos ou até mesmo por meras questões de confidencialidade de informação, não existe informação suficiente em relação a todos os edifícios, sendo que, nestas situações, recorreu-se a alguma informação extra ou até ao bom senso e conhecimento geral sobre determinados parâmetros. O facto da não inspecção visual a cada um dos edifícios também condicionou de certo modo a análise dos mesmos.

Como exemplo desta situação refere-se a falta de informação acerca da altura do nível freático em todos os casos de estudo. Perante este problema adoptaram-se valores de referência, de acordo com a localização do edifício: considerou-se um determinado nível freático perto da superfície ($< 2\text{ m}$) para os edifícios localizados no centro de Aveiro ou edifícios localizados em Viana do Castelo junto ao rio Lima, e um nível freático mais profundo (entre 2 a 10m) para os restantes edifícios localizados nas zonas do Porto, Lisboa, Avanca, Guimarães ou Viana do Castelo (afastados do rio Lima).

Outro aspecto que foi difícil de discernir para este estudo relaciona-se com a profundidade das fundações dos edifícios. Para a maior parte dos casos de estudo, a informação disponível sobre este aspecto é muito inconclusiva sendo por isso necessário admitir profundidades que se considera razoáveis face à prática corrente. Deste modo adoptou-se uma profundidade de fundações entre 1 e 4m para os edifícios onde esta informação não é referida.

Quanto ao tipo de solo, adoptou-se a classificação de acordo com a norma Turca ([49]). Este facto prende-se com a necessidade de aplicar a classificação do solo a um dos parâmetros de avaliação, em conjunto com a espessura da camada superior. Em concordância com este facto, e de acordo com a Tabela 4.1, considerou-se uma classificação do solo de classe D, para edifícios em Aveiro e em Viana do Castelo junto ao rio Lima (de acordo com o actual Eurocódigo 8 corresponderia a um solo de classe E), classe C para os edifícios em Avanca, em Lisboa e em Viana do Castelo afastados do rio Lima (classe D segundo o EC8) e classe B para os edifícios no Porto e em Guimarães (classe C de acordo com o EC8). Esta classificação não passa de uma suposição, com base nos solos mais comuns nas referidas localidades e de acordo com a Carta Geológica de Portugal.

Através da classificação do solo referida anteriormente e tendo em conta a espessura da camada superior, é adoptada uma classe de solo que varia entre Z1 a Z4 e pode ser demonstrada pela Tabela 4.2.

Tabela 4.1. Classificação do tipo de solo de acordo com a norma Turca [49].

Tipo de Solo	Descrição do Tipo de Solo	Penetração Standard (N_{30})	Densidade Relativa (%)	Resistência à Compressão Simples (kPa)	Velocidade das Ondas de Corte (m/s)
A	1. Rochas vulcânicas maciças, rochas metamórficas sadias, rochas sedimentares cimentadas duras.	-	-	> 1000	> 1000
	2. Areia muito densa, cascalho.	> 50	85 - 100	-	> 700
	3. Argila dura, argila sedimentar.	> 32	-	> 400	> 700
B	1. Rochas vulcânicas macias tais como o tufo e o aglomerado, rochas sedimentares cimentadas com planos de descontinuidade.	-	-	500 - 1000	700 - 1000
	2. Areia densa, cascalho.	30 - 50	65 - 85	-	400 - 700
	3. Argila muito dura, argila sedimentar.	16 - 32	-	200 - 400	300 - 700
C	1. Rochas metamórficas macias de muita resistência e rochas sedimentares cimentadas com planos de descontinuidade.	-	-	< 500	400 - 700
	2. Cascalho e areia de densidade média.	10 - 30	35 - 65	-	200 - 400
	3. Argila dura, argila sedimentar.	8 - 16	-	100 - 200	200 - 300
D	1. Camadas aluvionais macias com um nível freático elevado.	-	-	-	< 200
	2. Areia solta	< 10	< 35	-	< 200
	3. Argila macia, argila sedimentar.	< 8	-	< 100	< 200

Tabela 4.2. Definição das classes de solo [49].

Classes do solo	Tipo de solo de acordo com a Tabela 4.1 e com a espessura da camada superior (h_1)
Z1	Solos do tipo A
	Solos do tipo B com $h_1 \leq 15\text{ m}$
Z2	Solos do tipo B com $h_1 > 15\text{ m}$
	Solos do tipo C com $h_1 \leq 15\text{ m}$
Z3	Solos do tipo C com $15\text{ m} < h_1 \leq 50\text{ m}$
	Solos do tipo D com $h_1 \leq 10\text{ m}$
Z4	Solos do tipo C com $h_1 > 50\text{ m}$
	Solos do tipo D com $h_1 > 10\text{ m}$

Da informação retirada sobre os edifícios, nem sempre é referida a regulamentação que foi seguida no projecto. Consequentemente, e de acordo com a Tabela 4.3 retirada de uma publicação do Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas (NESDE) do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) [52], foi admitido como regulamentação seguida para cada projecto aquela em vigor à data de construção do edifício.

Tabela 4.3. Listagem cronológica dos regulamentos nacionais na área da construção [52].

Data	Regulamento	Decreto	Observações
1897	Regulamento para projectos, provas e vigilância das pontes metálicas	-	Revogado
1903	Regulamento de Salubridade das Edificações Urbanas (RSEU)	-	Revogado
1918	Regulamento para o emprego do betão armado	Decreto nº 4036 de 28 de Março	Revogado
1929	Regulamento de Pontes Metálicas (RPM)	Decreto nº 16781 de 10 de Abril	Revogado
1935	Regulamento do Betão Armado (RBA)	Decreto nº 25948 de 16 de Outubro	Revogado
1951	Regulamento Geral das Edificações Urbanas (RGEU)	Decreto nº 38382 de 7 de Agosto	Revogado
1958	Regulamento de Segurança das Construções contra os Sismos (RSCCS)	Decreto nº 41658 de 31 de Maio	Parcialmente revogado
1961	Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes (RSEP)	Decreto nº 44041 de 18 de Novembro	Revogado
1965	Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios (REAEd)	Decreto nº 46160 de 19 de Janeiro	Aplicado em conjunto com o RSEP
1967	Regulamento de Estruturas de Betão Armado (REBA)	Decreto nº 47723 de 20 de Maio	Aplicado em conjunto com o RSEP
1983	Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA)	Decreto-Lei nº 235/83 de 31 de Maio	-
1983	Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP)	Decreto-Lei nº 349-C/83 de 30 de Julho	Aplicado em conjunto com o RSA
1986	Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios (REAE)	Decreto-Lei nº 21/86 de 31 de Julho	Aplicado em conjunto com o RSA

Por último, sentiu-se também a necessidade de assumir um valor de referência no que diz respeito ao potencial de liquefacção dos solos. Como foi referido no capítulo anterior, este potencial de liquefacção é um parâmetro que pode ser calculado através da proposta de *Tezcan et al.* (2004), citado por *Bal et al.* (2007) [41]. Neste estudo adoptou-se um potencial de liquefacção médio para os edifícios existentes em Aveiro e Viana do Castelo junto ao rio Lima e baixo para as restantes localidades.

No que diz respeito aos edifícios de Itália, e tal como já foi referido anteriormente, a informação é relativamente escassa. Existem assim vários parâmetros arbitrados para a sua análise. Um caso paradigmático desta situação é a qualidade do betão existente. Por se tratarem de edifícios recentes e por se querer evidenciar os padrões de uma qualidade média, adoptou-se um betão de classe C20/25.

No que concerne aos parâmetros relacionados com o solo, foi adoptado um potencial de liquefacção baixo e uma qualidade do solo de classe C (correspondente a uma classe D segundo o EC8). Admitiu-se também a existência de fundações superficiais (entre 1 a 4m) que se realizam em sapatas isoladas e um nível freático com uma profundidade entre os 2 e os 10m.

Para o estudo destes edifícios de Itália foram adoptadas duas situações de aceleração do solo: na primeira situação adoptou-se uma aceleração de 0.25g correspondentes à aceleração média de projecto de acordo com a norma Italiana nesta região [53], na segunda situação tentou-se usar a aceleração registada durante o sismo ocorrido. Em conformidade com os vários relatórios do recente sismo ocorrido em L'Aquila, adoptou-se uma aceleração de 0.5g correspondente ao dobro da aceleração considerada em projecto. Este valor trata-se de uma dedução simplista que se baseia na distância entre pontos onde se localizam os edifícios e os sismógrafos afastados nos diversos postos de controlo. Aliado a este facto existe ainda uma incerteza em relação a estas aceleração pelo facto de não se saber a caracterização geológica da zona o que pode tanto amplificar como atenuar a acção registada nos sismógrafos afastados.

Com estas condicionantes, o presente estudo pretende avaliar a vulnerabilidade sísmica, com a maior clareza e veracidade possíveis, de um vasto número de edifícios representativos de diferentes localidades do país e que apresentam uma importância elevada face às tipologias funcionais destes.

4.2. Edifício Multifamiliar 1 (Aveiro)

O primeiro caso de estudo trata-se de um edifício multifamiliar de 3 pisos existente na cidade de Aveiro, com projecto do ano de 1968. Dado o ano de projecto considera-se que este edifício foi construído de acordo com o Decreto nº 47723 de 20 de Maio de 1967 (Regulamento de Estruturas de Betão Armado - REBA).

Este edifício apresenta uma loja ao nível do rés-do-chão e 2 pisos habitados, um pé-direito de 3,80m no rés-do-chão e 3,10m nos pisos destinados à habitação (Figura 4.1). Quanto à tipologia estrutural, este apresenta uma estrutura reticulada em betão armado de classe C18/20 com 4 pórticos principais que dão apoio a lajes aligeiradas. Este edifício apresenta uma geometria em planta rectangular com as dimensões de 11,0m e 15,0m, para as direcções longitudinal (x) e transversal (y), respectivamente, e um desenvolvimento em altura de cerca de 11,0m [54].

A circulação vertical é efectuada através de uma caixa de escadas existente junto a umas das fachadas do edifício, que provoca deste modo efeitos de excentricidade. Quanto às fundações do edifício, estas são superficiais e realizam-se em sapatas isoladas.

A avaliação final dos 7 parâmetros analisados através desta metodologia são apresentados na Tabela 4.4 e os factores de correcção α e β assim como o resultado final da avaliação da vulnerabilidade sísmica são apresentados na Tabela 4.5.

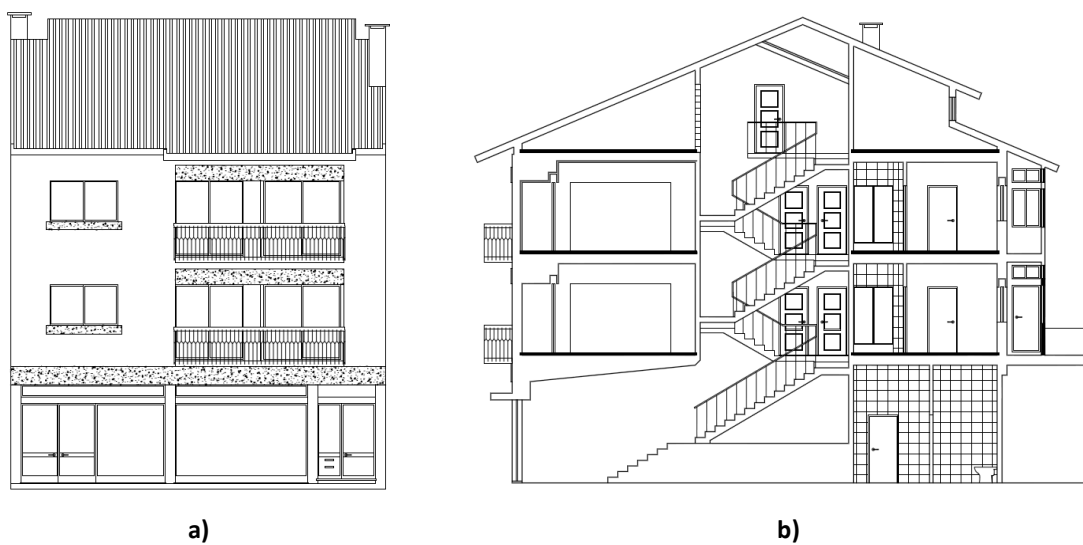


Figura 4.1. Edifício multifamiliar 1: **a)** Alçado principal; **b)** Corte longitudinal [54].

Tabela 4.4. Edifício Multifamiliar 1: Parâmetros de avaliação P_i e respectivos factores de peso w_i .

	w_i	P_i	$P_i \times w_i$
P_1	4	109	437
P_2	1	70	70
P_3	3	42	125
P_4	2	90	180
P_5	1	70	70
P_6	3	33	99
P_7	2	25	50

Tabela 4.5. Edifício Multifamiliar 1: Factores de correcção α e β e resultado final da avaliação.

P_{min}	P_w	α	β	Avaliação Final
25	63	1.29	1.00	32

4.3. Outros Edifícios 1 (Aveiro)

Este edifício situa-se também na cidade de Aveiro e trata-se de um edifício residencial multifamiliar com uma tipologia estrutural em paredes resistentes de betão armado da classe C16/20, com lajes aligeiradas.

Este edifício constitui um conjunto de vários blocos de edifícios de 8 pisos cada um deles com um pé direito de 2,70m e um desenvolvimento total em altura de 23,20m. As fachadas deste edifício são de painéis leves pré-fabricados e as suas fundações, dada a tipologia estrutural, realizam-se em sapatas contínuas. Este edifício apresenta ainda uma geometria em planta rectangular com as dimensões de 25,0m e 14,0m, para as direcções longitudinal (x) e transversal (y), respectivamente.

A avaliação final dos 7 parâmetros analisados através desta metodologia são apresentados na Tabela 4.6 e os factores de correcção α e β assim como o resultado final da avaliação da vulnerabilidade sísmica são apresentados na Tabela 4.7.

Todos os dados relativos a este edifício foram retirados do processo de obra existente na Câmara Municipal de Aveiro pelo que, a pedido das entidades que disponibilizaram a consulta deste processo, não são apresentados quaisquer documentos relativos a este edifício. As tabelas de cálculo usadas para a obtenção dos factores de correcção e da avaliação final do edifício são apresentadas no Anexo 1.

Tabela 4.6. Outros Edifícios 1: Parâmetros de avaliação P_i e respectivos factores de peso w_i .

	w_i	P_i	$P_i \times w_i$
P_1	4	83	334
P_2	1	70	70
P_3	3	100	300
P_4	2	90	180
P_5	1	70	70
P_6	3	33	99
P_7	2	35	70

Tabela 4.7. Outros Edifícios 1: Factores de correcção α e β e resultado final da avaliação.

P_{min}	P_w	α	β	Avaliação Final
33	70	1.29	1.00	43

4.4. Edifício Multifamiliar 2 (Lisboa)

O edifício em estudo está inserido num complexo de 5 edifícios existentes em Lisboa, construídos na década de 50, mais concretamente em 1954. Face ao ano de projecto considera-se que este edifício foi projectado de acordo com o Decreto nº 25948 de 16 de Outubro de 1935 (Regulamento do Betão Armado - RBA). Este edifício é constituído por 8 pisos destinados à habitação, não existindo andar térreo, provocando deste modo que o edifício se encontre “suspense” sobre os pilares (Figura 4.2).

As lajes existentes são contínuas em betão armado e a circulação vertical efectua-se através de dois ascensores existentes nas extremidades e um terceiro ascensor central, em conjunto com uma caixa de escadas comum. Apenas o núcleo deste último elemento é de betão simples, verificando-se que as caixas dos elevadores são realizadas em tijolo tradicional furado [55].

A estrutura principal do edifício é constituída por 12 pórticos planos de betão armado de classe B25 (C20/25), que se desenvolvem na direcção transversal, afastados 3,70m entre si e constituídos por dois pilares que se ligam ao nível dos pisos [56]. O edifício apresenta uma geometria em planta rectangular com as dimensões de 46,10m e 11,10m para as direcções longitudinal (x) e transversal (y), respectivamente, e um desenvolvimento em altura de 30,0m [55].

A avaliação final dos 7 parâmetros analisados através desta metodologia são apresentados na
apresentados na

Tabela 4.8 e os factores de correcção α e β assim como o resultado final da avaliação da vulnerabilidade sísmica são apresentados na Tabela 4.9.

Todas as disposições construtivas e as peças desenhadas necessárias e disponíveis para a aplicação da metodologia de análise, bem como as tabelas de cálculo usadas para

a obtenção dos factores de correcção e da avaliação final do edifício, são apresentadas no Anexo 2.

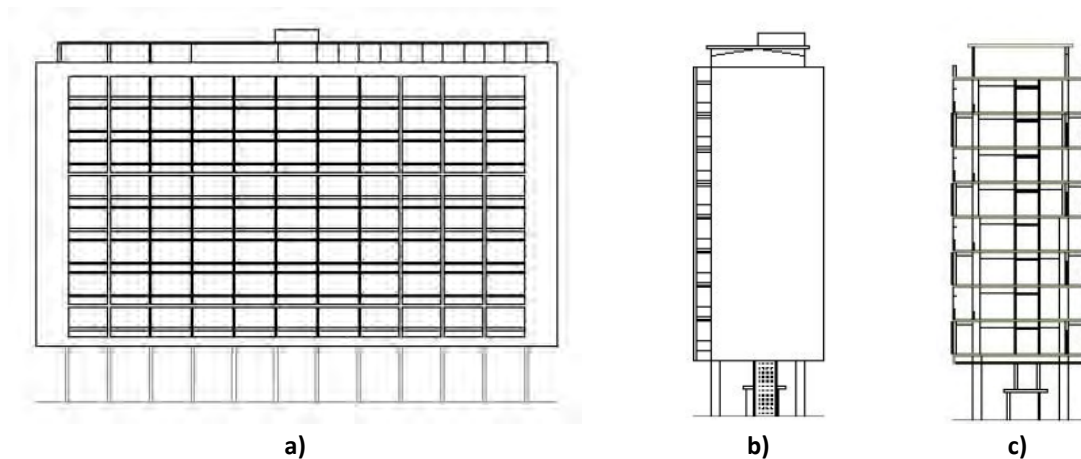


Figura 4.2. Edifício Multifamiliar 2: **a)** alçado principal; **b)** alçado lateral; **c)** corte transversal (Fonseca, 2005, citado por Milheiro, 2008) [56].

Tabela 4.8. Edifício Multifamiliar 2: Parâmetros de avaliação P_i e respectivos factores de peso w_i .

	w_i	P_i	$P_i \times w_i$
P_1	4	4	17
P_2	1	70	70
P_3	3	3	10
P_4	2	50	100
P_5	1	100	100
P_6	3	60	180
P_7	2	100	200

Tabela 4.9. Edifício Multifamiliar 2: Factores de correcção α e β e resultado final da avaliação.

P_{min}	P_w	α	β	Avaliação Final
3	42	1.23	0.87	3

4.5. Edifício Multifamiliar 3 (Porto)

Edifício construído no ano de 1955, situado na cidade do Porto e que se encontra inserido num conjunto de três blocos: um primeiro bloco de habitações, um segundo bloco misto constituído por três habitações unifamiliares e um terceiro bloco dedicado a uma escola de ballet [56]. De acordo com o ano de projecto considera-se que o edifício foi construído de acordo com o Decreto nº 25948 de 16 de Outubro de 1935 (Regulamento do Betão Armado - RBA)

O presente estudo recaiu unicamente sobre o primeiro bloco de habitações. Este edifício apresenta uma geometria em planta rectangular com as dimensões de 16,20m por 8,40m para as direcções longitudinal (x) e transversal (y), respectivamente, e um desenvolvimento em altura de 18,0m correspondentes aos 6 pisos de habitação, com um pé direito de 4,0m no primeiro piso (R/C) e de 2,80m nos restantes pisos (Figura 4.3). A estrutura deste edifício é constituída por três pórticos de betão armado de classe C16/20 que se desenvolvem na direcção longitudinal e por lajes aligeiradas com armadura distribuída transversalmente [56,57].

A circulação vertical neste edifício é efectuada através de uma caixa de escadas que se encontra fora do edifício, num dos topos na direcção longitudinal. Quanto às fundações deste edifício, estas realizam-se em sapatas isoladas.

A avaliação final dos 7 parâmetros analisados através desta metodologia são apresentados na Tabela 4.10 e os factores de correcção α e β assim como o resultado final da avaliação da vulnerabilidade sísmica são apresentados na Tabela 4.11.

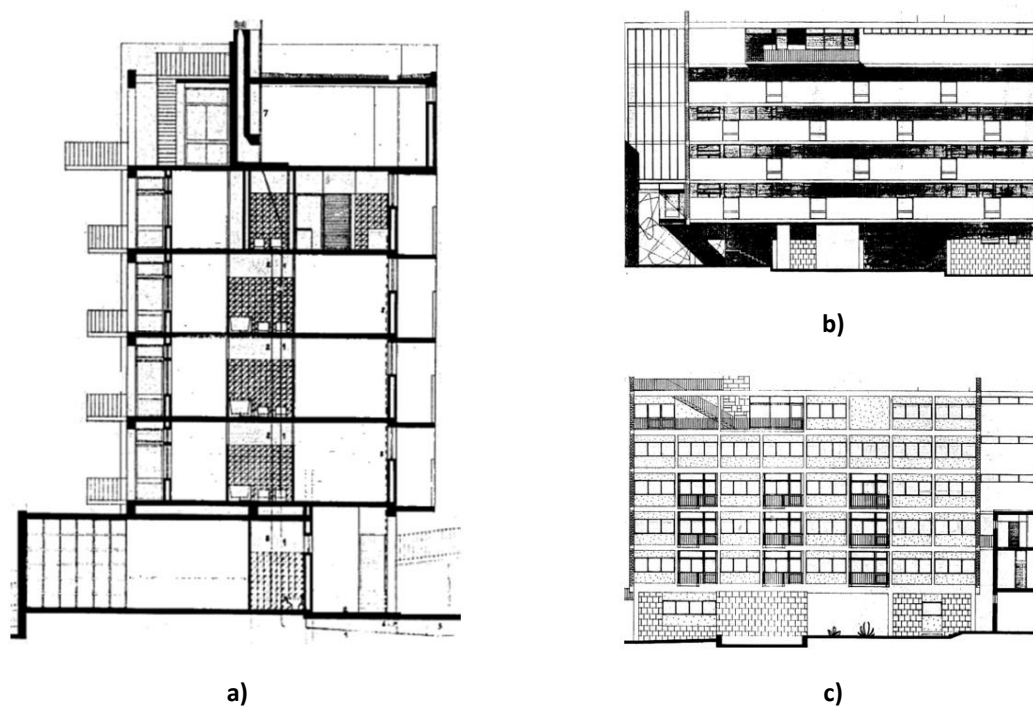


Figura 4.3. Edifício Multifamiliar 3: **a)** corte transversal; **b)** alçado posterior; **c)** alçado principal [56,57].

Tabela 4.10. Edifício Multifamiliar 3: Parâmetros de avaliação P_i e respectivos factores de peso w_i .

	w_i	P_i	$P_i \times w_i$
P_1	4	7	30
P_2	1	70	70
P_3	3	52	157
P_4	2	90	180
P_5	1	100	100
P_6	3	60	180
P_7	2	100	200

Tabela 4.11. Edifício Multifamiliar 3: Factores de correcção α e β e resultado final da avaliação.

P_{min}	P_w	α	β	Avaliação Final
8	57	1.32	0.97	10

4.6. Edifício Multifamiliar 4 (Porto)

Este edifício foi construído no ano de 1953 na cidade do Porto, para uso exclusivamente habitacional. Considera-se que este foi construído de acordo com o Decreto nº 25948 de 16 de Outubro de 1935 (Regulamento do Betão Armado - RBA)

Com dimensões pouco usuais para a década de construção, este edifício apresenta uma geometria em planta rectangular de 37,22m por 16,35m para as dimensões longitudinal (x) e transversal (y), respectivamente, e uma altura acima do solo de cerca de 24,0m correspondentes a um rés-do-chão com pé-direito de 4,50m e 6 pisos de habitação com um pé-direito de 3,0m cada um (Figura 4.4). Adicionalmente existe uma cave destinada a garagens que apresenta um pé-direito de 3,0m [56,57].

A estrutura principal do edifício é constituída por pórticos de betão armado de classe C16/20, apresentando uma separação entre duas partes. A parte inferior é constituída pela cave e rés-do-chão, enquanto os restantes 6 pisos constituem a parte superior. Devido ao facto de haver um piso reservado a garagens houve a necessidade de garantir uma certa regularidade deste piso, adoptando-se uma solução estrutural composta por 4 pórticos longitudinais que se cruzam com 10 pórticos transversais, solução verificada na parte inferior do edifício. Pelo facto da parte superior ser destinada a habitação, e devido aos condicionalismos arquitectónicos, sentiu-se a necessidade de deslocar os pilares em planta de modo a não interferirem com o espaço habitacional, existindo deste modo uma clara separação entre as duas partes referidas anteriormente [56,57].

As lajes constituintes deste edifício são aligeiradas de betão armado com tijolo vazado nos pavimentos, verificando-se a existência de lajes maciças nas varandas, escadas e na cobertura. É visível de igual modo a existência de paredes de alvenaria de tijolo furado em toda a periferia do edifício, assim como a existência de dois elevadores e uma caixa de escadas na zona central do edifício, que constituem a circulação vertical [56,57].

A avaliação final dos 7 parâmetros analisados através desta metodologia são apresentados na Tabela 4.12 e os factores de correcção α e β assim como o resultado final da avaliação da vulnerabilidade sísmica são apresentados na Tabela 4.13.

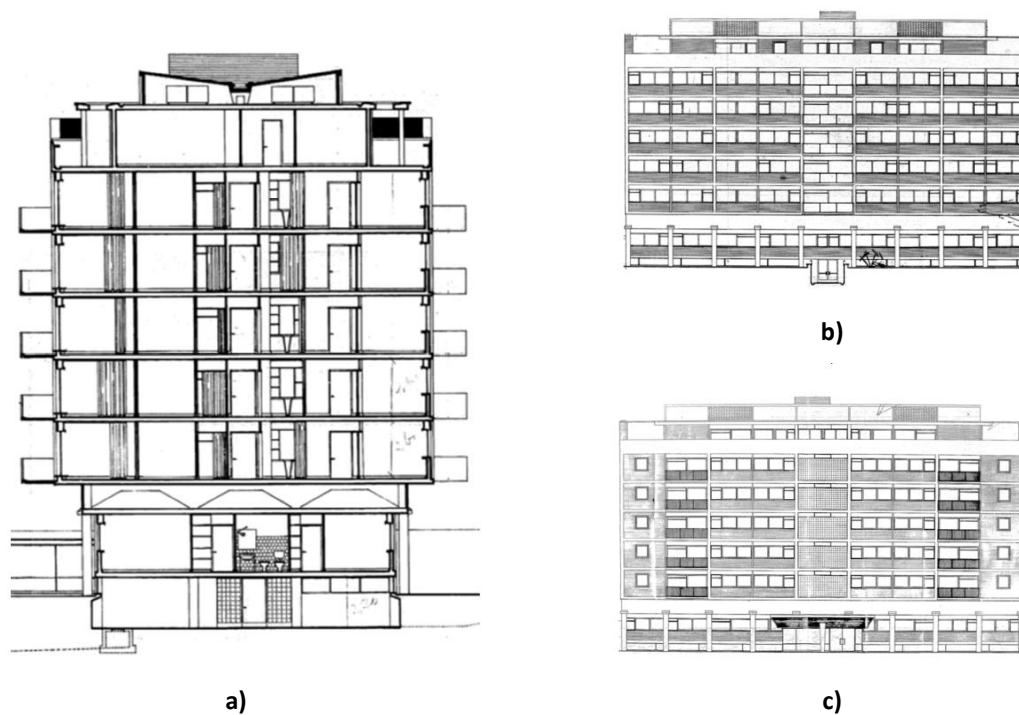


Figura 4.4. Edifício Multifamiliar 4: **a)** corte transversal; **b)** alçado posterior; **c)** alçado principal [56,57].

Tabela 4.12. Edifício Multifamiliar 4: Parâmetros de avaliação P_i e respectivos factores de peso w_i .

	w_i	P_i	$P_i \times w_i$
P_1	4	5	18
P_2	1	70	70
P_3	3	47	141
P_4	2	90	180
P_5	1	100	100
P_6	3	60	180
P_7	2	100	200

Tabela 4.13. Edifício Multifamiliar 4: Factores de correcção α e β e resultado final da avaliação.

P_{min}	P_w	α	β	Avaliação Final
5	56	1.32	0.97	6

4.7. Edifício Multifamiliar 5 (Avanca)

Edifício existente em Avanca, projectado no ano de 1998 destinado à habitação. Face ao seu ano de projecto considera-se que este edifício foi projectado de acordo com o Decreto-Lei nº 349-C/83 de 30 de Julho de 1983 (Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado - REBAP) em conjunto com o Decreto-Lei nº 235/83 de 31 de Maio de 1983 (Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes - RSA).

O edifício apresenta uma geometria em planta regular com dimensões de 19,80m por 12,70m e uma altura acima do solo de cerca de 15,0m distribuídos por um rés-do-chão, 3 andares e um sótão acessível, em que todos os andares apresentam um pé direito de 3,0m (Figura 4.5). O rés-do-chão deste edifício é destinado a estabelecimentos comerciais, verificando-se ainda a presença de uma cave reservada a garagens particulares [57].

A estrutura do edifício é composta por pórticos de betão armado de classe C20/25 desenvolvidos nas duas direcções, ligados por lajes aligeiradas pré-esforçadas de elevada rigidez no seu plano. Verifica-se ainda a existência de uma caixa de elevador em betão armado na zona central do edifício e um muro de contenção em betão armado que se inicia na cave e se prolonga para os restantes pisos, fazendo parte da estrutura do edifício [57].

Quanto às fundações deste edifício, estas são superficiais realizando-se em sapatas isoladas ou conjuntas nas zonas dos pilares e em sapatas contínuas na zona do muro de suporte. Verifica-se ainda que as comunicações verticais se realizam através de uma caixa de escadas e de uma caixa de elevador localizadas na zona central do edifício [57].

A avaliação final dos 7 parâmetros analisados através desta metodologia são apresentados na Tabela 4.14 e os factores de correcção α e β assim como o resultado final da avaliação da vulnerabilidade sísmica são apresentados na Tabela 4.15.

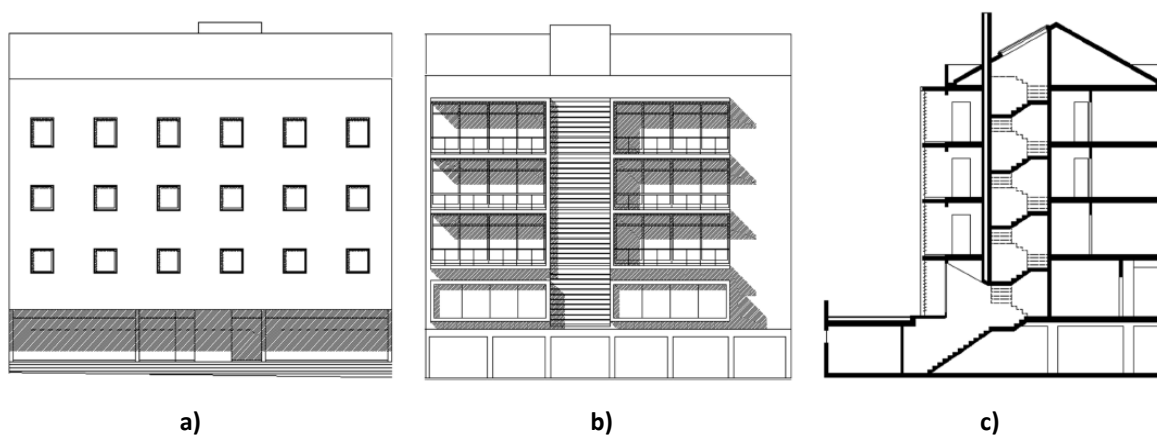


Figura 4.5. Edifício Multifamiliar 5: **a)** alçado principal; **b)** alçado posterior; **c)** corte transversal [57].

Tabela 4.14. Edifício Multifamiliar 5: Parâmetros de avaliação P_i e respectivos factores de peso w_i .

	w_i	P_i	$P_i \times w_i$
P_1	4	9	34
P_2	1	70	70
P_3	3	33	99
P_4	2	90	180
P_5	1	100	100
P_6	3	60	180
P_7	2	100	200

Tabela 4.15. Edifício Multifamiliar 5: Factores de correcção α e β e resultado final da avaliação.

P_{min}	P_w	α	β	Avaliação Final
9	54	1.29	0.95	11

4.8. Edifício de Habitação e Comércio 1 (Guimarães)

Edifício existente na cidade de Guimarães que constitui um bloco de 5 lotes (lote 6 a lote 10) projectado no ano de 1997 para fins de habitação e comércio. O presente estudo recairá apenas sobre um dos blocos centrais do edifício (lote 8). Face ao ano de projecto considera-se que este foi elaborado de acordo com o Decreto nº 25948 de 16 de Outubro de 1935 (Regulamento do Betão Armado - RBA).

O edifício em estudo apresenta uma geometria em planta rectangular com uma área de implantação de 16,25m por 14,60m para as direcções longitudinal (x) e transversal (y), respectivamente, e um desenvolvimento em altura acima do solo de aproximadamente 19,50m que corresponde a um rés-do-chão e 5 pisos com cerca de 3,0m de pé direito em cada um. Existem ainda dois pisos subterrâneos correspondentes a uma cave e uma sub-cave com um pé direito igualmente de 3,0m (Figura 4.6). Quanto ao acesso vertical, este é realizado através de uma caixa de escadas e de elevador existentes na zona central do edifício [57].

Os dois pisos inferiores destinam-se às garagens dos condóminos, o piso do rés-do-chão destina-se a habitação e ao comércio e os restantes pisos destinam-se apenas a habitação. No que diz respeito à estrutura deste edifício, esta é composta por pórticos de vigas, pilares e paredes de betão armado de classe C20/25 que se orientam segundo as duas direcções longitudinal e transversal e que se ligam ao nível dos pisos através de lajes aligeiradas pré-esforçadas.

Ao nível dos dois pisos mais inferiores, verifica-se a existência de muros de suporte em betão armado e que se encontram devidamente integrados nos pórticos da construção. Consequentemente, as fundações, superficiais, existentes na zona destes muros realizam-se em sapatas contínuas, enquanto na zona dos pilares realizam-se em sapatas isoladas ou conjuntas [57].

A avaliação final dos 7 parâmetros analisados através desta metodologia são apresentados na Tabela 4.16 e os factores de correcção α e β assim como o resultado final da avaliação da vulnerabilidade sísmica são apresentados na Tabela 4.17.

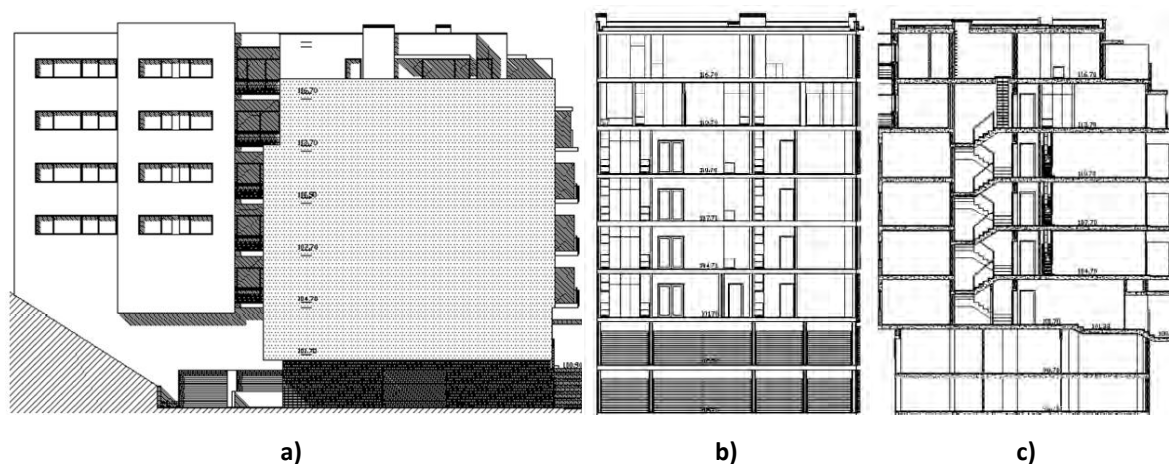


Figura 4.6. Edifício de Habitação e Comércio 1: **a)** alçado posterior; **b)** corte transversal; **c)** corte longitudinal [57].

Tabela 4.16. Edifício de Habitação e Comércio 1: Parâmetros de avaliação P_i e respectivos factores de peso w_i .

	w_i	P_i	$P_i \times w_i$
P_1	4	19	76
P_2	1	70	70
P_3	3	98	293
P_4	2	90	180
P_5	1	60	60
P_6	3	60	180
P_7	2	100	200

Tabela 4.17. Edifício de Habitação e Comércio 1: Factores de correcção α e β e resultado final da avaliação.

P_{min}	P_w	α	β	Avaliação Final
19	66	1.32	1.00	25

4.9. Edifício de Habitação e Comércio 2 (Porto)

O presente edifício situa-se na cidade do Porto e apresenta um projecto que data o ano de 1948. De acordo com esta data, considera-se que o presente edifício foi

projectado de acordo com o Decreto nº 25948 de 16 de Outubro de 1935 (Regulamento do Betão Armado - RBA).

O edifício caracteriza-se por ter uma geometria em planta não regular, que se pode dividir em cinco corpos “separados” através de juntas de dilatação (Figura 4.7). Dada a escassez de informação sobre os corpos 4 e 5 deste edifício, o presente estudo vai desenvolver-se apenas sobre os corpos 1, 2 e 3. O efeito da existência dos corpos 4 e 5 ligados ao restante edifício será contabilizado nos aspectos relacionados com o efeito de *pounding*. Esta estrutura é completamente independente dos dois edifícios adjacentes localizados junto ao corpo 1 e ao corpo 5.

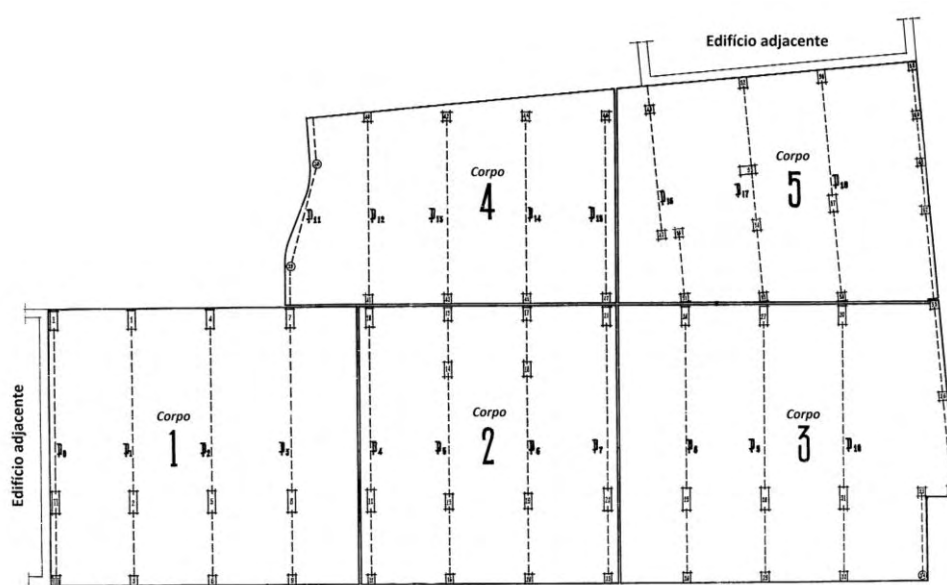


Figura 4.7. Esquema geral da estrutura.

Este edifício apresenta dimensões em planta de 76,0m por 24,5m, para as dimensões longitudinal (x) e transversal (y), respectivamente, e um desenvolvimento em altura acima do solo de cerca de 18,50m que corresponde a um piso de rés-do-chão destinado a lojas de comércio, com um pé-direito de 3,0m, e 5 pisos destinados à habitação, cada um deles com um pé-direito de 2,80m. Existem ainda dois pisos subterrâneos destinados a garagens com um pé-direito de 3,0m em cada um deles (Figura 4.8).

A estrutura deste edifício é composta por pórticos de betão armado de classe C25/30 que se desenvolvem na direcção transversal. Os corpos 1 e 3 apresentam todos os pórticos com a mesma tipologia, enquanto que o corpo 2 apresenta pórticos diferentes dos referidos anteriormente, mas iguais entre si. Nos pisos destinados às garagens verifica-se a existência de lajes maciças em betão armado, enquanto que nos restantes pisos existem lajes aligeiradas de tijolo vazado.

A circulação vertical é efectuada através de duas caixas de elevadores em betão armado que se localizam na zona central do edifício, alinhadas longitudinalmente, proporcionando alguns efeitos de excentricidade, apesar da sua localização. Entre estas duas caixas de elevadores verifica-se ainda a existência de uma caixa de escadas, também esta destinada à circulação vertical. Quanto às fundações deste edifício, estas realizam-se em sapatas isoladas superficiais na zona dos pilares, e em sapatas contínuas na zona dos muros de suporte dos pisos subterrâneos.

A avaliação final dos 7 parâmetros analisados através desta metodologia são apresentados na Tabela 4.18 e os factores de correcção α e β assim como o resultado final da avaliação da vulnerabilidade sísmica são apresentados na Tabela 4.19

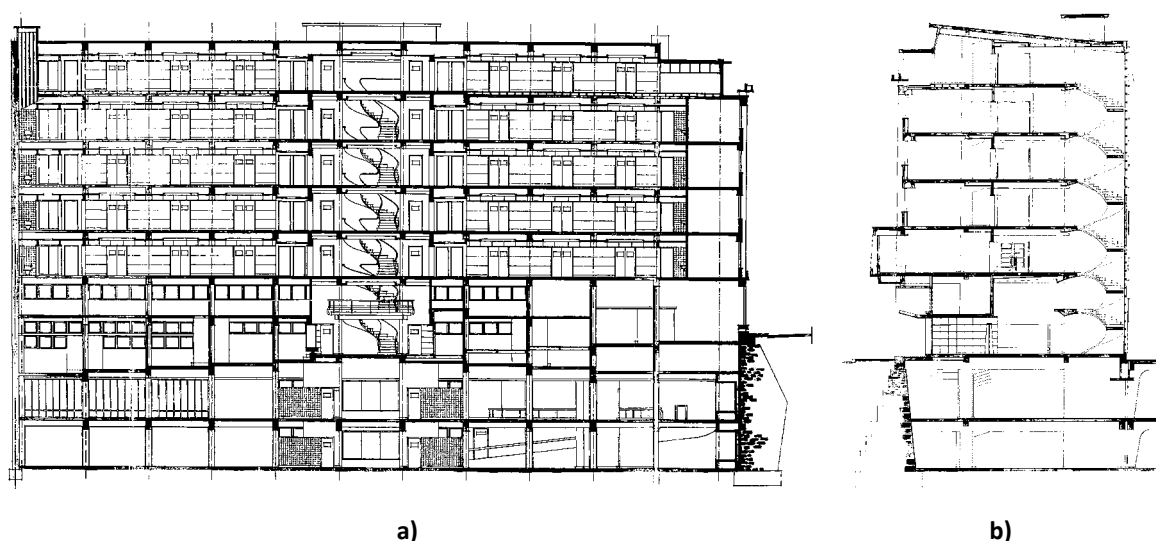


Figura 4.8. Edifício de Habitação e Comércio 2: **a)** corte longitudinal; **b)** corte transversal.

Tabela 4.18. Edifício de Habitação e Comércio 2: Parâmetros de avaliação P_i e respectivos factores de peso w_i .

	w_i	P_i	$P_i \times w_i$
P_1	4	6	23
P_2	1	70	70
P_3	3	60	181
P_4	2	90	180
P_5	1	70	70
P_6	3	60	180
P_7	2	100	200

Tabela 4.19. Edifício de Habitação e Comércio 2: Factores de correcção α e β e resultado final da avaliação.

P_{min}	P_w	α	β	Avaliação Final
6	56	1.18	0.97	7

4.10. Outros Edifícios 2 (Viana do Castelo)

Edifício localizado em Viana do Castelo, com um ano de projecto de 1963, que apresenta uma geometria em planta regular com as dimensões de 27,75m por 26,0m para as direcções longitudinal (x) e transversal (y), respectivamente, e um desenvolvimento em altura, acima do solo, de cerca de 26,50m que correspondem a um rés-do-chão com um pé-direito de 3,50m e 7 pisos com 3,0m de pé-direito. Existe ainda um piso subterrâneo com um pé-direito de 3,50m.

Este edifício foi projectado de acordo com o Decreto nº 44041 de 18 de Novembro de 1961 (Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes – RSEP) para desempenhar uma função residencial e apresenta uma estrutura porticada em betão armado da classe C25/30 que se desenvolve nas duas direcções, e lajes pré-fabricadas com pré-esforço. A circulação vertical deste edifício é efectuada através de uma caixa de escadas localizada na zona central do edifício, o que não contribui para irregularidades em torção.

Tendo em conta que os terrenos são aluvionares, pouco compactos, verifica-se a existência de fundações superficiais com ensoleiramento geral.

A avaliação final dos 7 parâmetros analisados através desta metodologia são apresentados na Tabela 4.20 e os factores de correcção α e β assim como o resultado final da avaliação da vulnerabilidade sísmica são apresentados na Tabela 4.21.

Tabela 4.20. Outros Edifícios 2: Parâmetros de avaliação P_i e respectivos factores de peso w_i .

	w_i	P_i	$P_i \times w_i$
P_1	4	2	9
P_2	1	70	70
P_3	3	47	140
P_4	2	90	180
P_5	1	100	100
P_6	3	45	135
P_7	2	35	70

Tabela 4.21. Outros Edifícios 2: Factores de correcção α e β e resultado final da avaliação.

P_{min}	P_w	α	β	Avaliação Final
2	44	1.32	0.88	3

4.11. Outros Edifícios 3 (Viana do Castelo)

Localizado em Viana do Castelo, este edifício foi projectado no ano de 1969 de acordo com o Decreto nº 47723 de 20 de Maio de 1967 (Regulamento de Estruturas de Betão Armado – REBA) para o uso residencial. Este edifício é constituído por dois blocos que apresentam uma geometria em planta em forma de ‘L’, em que um dos blocos

apresenta 7 pisos e o outro apresenta apenas 4. Face à falta de informação existente sobre a totalidade do edifício, este estudo recairá sobre o bloco residencial de 4 pisos.

O edifício em estudo apresenta, deste modo, uma geometria em planta bastante regular, com as dimensões de 40,30m por 17,0m para as dimensões longitudinal (x) e transversal (y), respectivamente, e uma altura de cerca de 16,0m que correspondem a um rés-do-chão com um pé-direito de 3,20m e 3 pisos, todos eles com um pé-direito de 2,80m. Este edifício apresenta uma estrutura porticada em betão armado da classe C20/25, com 11 pórticos que se desenvolvem na direcção transversal.

Devido à fraca qualidade do solo em que o edifício foi fundado, este apresenta fundações profundas em estacas moldadas de betão armado com comprimentos que variam entre os 10 e os 14m. Quanto ao acesso vertical, dada a tipologia do edifício, é efectuado por uma caixa de escadas e de elevador que se encontra no outro bloco que constitui a totalidade do edifício.

De referir ainda a existência de paredes de alvenaria de tijolo furado que, devido também à tipologia do edifício, se apresentam de uma forma bastante regular nas duas direcções.

A avaliação final dos 7 parâmetros analisados através desta metodologia são apresentados na Tabela 4.22 e os factores de correcção α e β assim como o resultado final da avaliação da vulnerabilidade sísmica são apresentados na Tabela 4.23.

Tabela 4.22. Outros Edifícios 3: Parâmetros de avaliação P_i e respectivos factores de peso w_i .

	w_i	P_i	$P_i \times w_i$
P_1	4	9	34
P_2	1	70	70
P_3	3	34	103
P_4	2	90	180
P_5	1	70	70
P_6	3	45	135
P_7	2	35	70

Tabela 4.23. Outros Edifícios 3: Factores de correcção α e β e resultado final da avaliação.

P_{min}	P_w	α	β	Avaliação Final
9	41	1.32	0.86	10

4.12. Edifício de Habitação e Comércio 3 (Viana do Castelo)

Último edifício existente em Viana do Castelo, projectado no ano de 1973 de acordo com o Decreto nº 44041 de 18 de Novembro de 1961 (RSEP) e o Decreto nº 47723 de 20 de Maio de 1967 (REBA) para o uso Habitacional e Comercial. Este edifício constitui um conjunto de dois blocos com funcionamento independente que juntos apresentam uma geometria em planta em forma de 'L'. Devido ao facto de não haver informação suficiente para a avaliação dos dois blocos de habitação, o estudo deste edifício realizou-se apenas sobre um dos blocos que apresenta um maior número de pisos.

O edifício em estudo apresenta uma geometria em planta rectangular com as dimensões de 50,0m por 18,0m para as dimensões longitudinal (x) e transversal (y), respectivamente, e uma altura acima do solo de aproximadamente 45,70m que se distribuem por um rés-do-chão destinado a comércio com um pé direito de 3,50m e 13 pisos para habitação, cada um com um pé-direito de 2,80m. Adicionalmente existe um piso subterrâneo com funcionalidade de garagens, com um pé-direito de 3,0m.

No que diz respeito à estrutura deste edifício, é composto por pórticos de betão armado da classe C20/25 que se desenvolvem nas duas direcções e por lajes aligeiradas. Quanto às fundações estas realizam-se em estacas profundas de betão armado. O acesso vertical neste edifício é realizado através de duas caixas de escadas localizadas na zona central do edifício e de quatro caixas de elevadores em betão armado também estas localizadas na zona central do edifício distribuídas longitudinalmente.

Por forma a garantir a funcionalidade deste edifício, verifica-se a existência de paredes de alvenaria em tijolo furado que se distribuem de forma muito regular em ambas as direcções.

A avaliação final dos 7 parâmetros analisados através desta metodologia são apresentados na Tabela 4.24 e os factores de correcção α e β assim como o resultado final da avaliação da vulnerabilidade sísmica são apresentados na Tabela 4.25.

Todos os dados relativos a este edifício foram retirados do processo de obra existente no Arquivo Municipal de Viana do Castelo pelo que, a pedido das entidades que disponibilizaram a consulta deste processo, não são apresentados quaisquer documentos relativos a este edifício. As tabelas de cálculo usadas para a obtenção dos factores de correcção e da avaliação final do edifício são apresentadas no Anexo 3.

Tabela 4.24. Edifício de Habitação e Comércio 3: Parâmetros de avaliação P_i e respectivos factores de peso w_i .

	w_i	P_i	$P_i \times w_i$
P_1	4	12	47
P_2	1	70	70
P_3	3	21	64
P_4	2	90	180
P_5	1	70	70
P_6	3	60	180
P_7	2	35	70

Tabela 4.25. Edifício de Habitação e Comércio 3: Factores de correcção α e β e resultado final da avaliação.

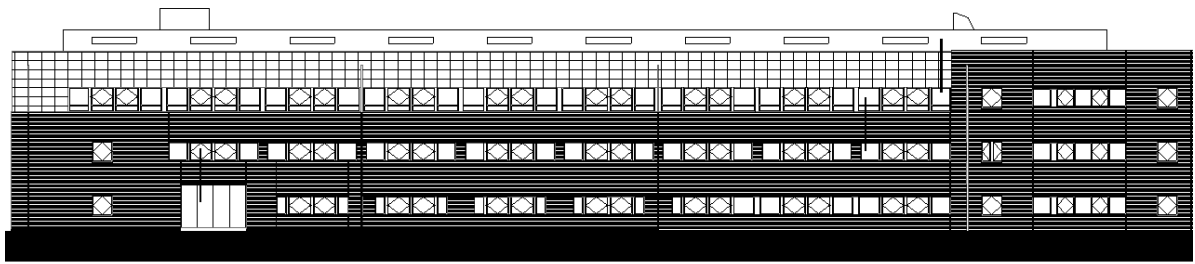
P_{min}	P_w	α	β	Avaliação Final
12	43	1.32	0.87	13

4.13. Edifício Escolar (Aveiro)

Situado na cidade de Aveiro e construído no ano de 2000, este edifício apresenta uma geometria em planta bastante regular, exibindo dimensões de 79,50m por 19,70m para as direcções longitudinal (x) e transversal (y), respectivamente, e uma altura de cerca de 13,0m que correspondem a um rés-do-chão e 2 pisos, com um pé direito de 3,1m em todos os pisos (Figura 4.9).

A estrutura deste edifício é definida por pórticos de betão armado de classe B30 (C25/30) que se desenvolvem nas duas dimensões, com painéis de alvenaria de enchimento, verificando-se a existência de lajes aligeiradas. Quanto às fundações do edifício, caracterizam-se por serem isoladas ou em conjunto e que se ligam entre si por vigas de fundação em betão armado.

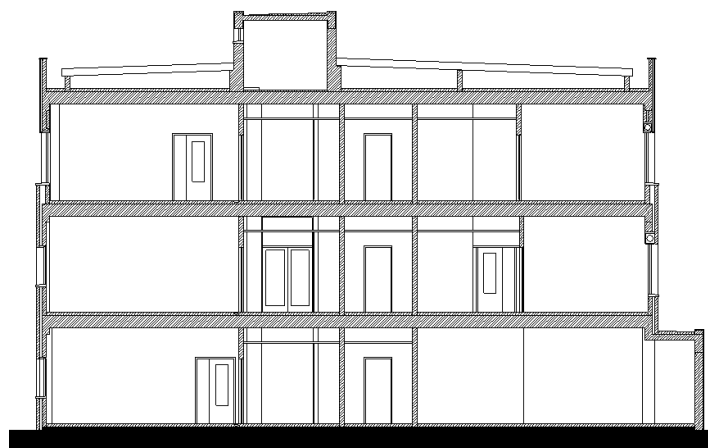
A avaliação final dos 7 parâmetros analisados através desta metodologia são apresentados na Tabela 4.26 e os factores de correcção α e β assim como o resultado final da avaliação da vulnerabilidade sísmica são apresentados na Tabela 4.27.



a)



b)



c)

Figura 4.9. Edifício Escolar: **a)** alçado Noroeste; **b)** corte longitudinal; **c)** corte transversal

Tabela 4.26. Edifício Escolar: Parâmetros de avaliação P_i e respectivos factores de peso w_i .

	w_i	P_i	$P_i \times w_i$
P_1	4	38	150
P_2	1	70	70
P_3	3	74	222
P_4	2	90	180
P_5	1	100	100
P_6	3	33	99
P_7	2	35	70

Tabela 4.27. Edifício Escolar: Factores de correcção α e β e resultado final da avaliação.

P_{min}	P_w	α	β	Avaliação Final
33	56	0.96	0.97	31

4.14. Edifício PET 02 (Itália)

Este edifício situa-se na zona de L'Aquila (Itália) e foi construído no ano de 2008, ano no qual teve licença de habitabilidade, para uso exclusivamente habitacional. Trata-se de um edifício isolado que apresenta uma geometria em planta rectangular com as dimensões de 18,50m e 16,20m para as dimensões longitudinal (x) e transversal (y), respectivamente, e um desenvolvimento em altura de cerca de 17,50m que se distribuem num rés-do-chão e 5 pisos com um pé direito de 2,50m no rés-do-chão e 2,70 para os restantes pisos (Figura 4.10) [58].

No que diz respeito à estrutura do edifício, apresenta uma estrutura porticada em betão armado com painéis de alvenaria de enchimento, e uma caixa de elevador em betão armado centrada em relação à direcção longitudinal mas não quanto à direcção transversal, o que provoca uma ligeira excentricidade ao edifício [58].

4.15. Edifício PET 05 (Itália)

Edifício isolado existente em L'Aquila (Itália) construído no ano de 1982 para uso exclusivamente residencial, apresenta uma geometria em planta irregular com dimensões aproximadamente de 25,0m por 23,0m para as direcções longitudinal (x) e transversal (y), respectivamente, e um desenvolvimento em altura de cerca de 8,90m distribuídos por um rés-do-chão e 2 pisos com um pé direito de 2,40m no rés-do-chão, que se destina a garagens particulares, e 2,70m nos restantes pisos (Figura 4.11) [58].

Este edifício apresenta uma estrutura porticada em betão armado com painéis de alvenaria de enchimento e uma visível irregularidade de rigidez e resistência em planta e em altura [58].

A avaliação final dos 7 parâmetros analisados através desta metodologia são apresentados na Tabela 4.30 e os factores de correcção α e β assim como o resultado final da avaliação da vulnerabilidade sísmica são apresentados na Tabela 4.31.

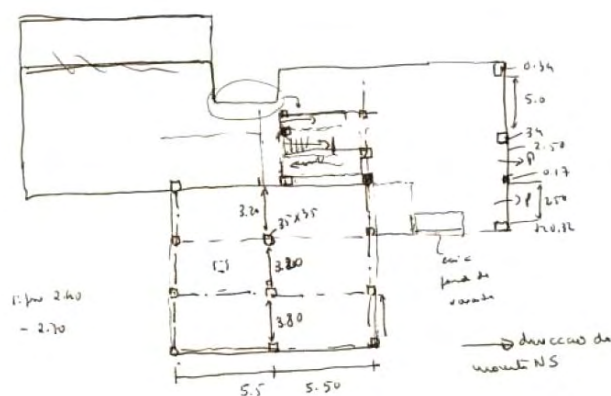


Figura 4.11. Edifício PET 05: Esquema estrutural R/C [58].

Tabela 4.30. Edifício PET 05: Parâmetros de avaliação P_i e respectivos factores de peso w_i .

	w_i	P_i	$P_i \times w_i$
P_1	4	10	38
P_2	1	70	70
P_3	3	34	103
P_4	2	90	180
P_5	1	100	100
P_6	3	60	180
P_7	2	100	200

Tabela 4.31. Edifício PET 05: Factores de correcção α e β e resultado final da avaliação.

P_{min}	P_w	α	β	Avaliação Final
10	54	1.15 / 0.90	0.96	11 / 8

4.16. Edifício PET 07 (Itália)

Tal como os dois casos anteriores, este edifício situa-se na cidade de L'Aquila (Itália), tendo sido construído no ano de 2000 para uso exclusivamente residencial. Este edifício apresenta uma geometria em planta regular, com as dimensões de aproximadamente 25,50m por 18,10m para as direcções longitudinal (x) e transversal (y), respectivamente, e um desenvolvimento em altura de cerca de 18,50m que se distribuem por um rés-do-chão com um pé direito de 2,50m e 5 pisos com um pé direito de 2,85m cada um (Figura 4.12) [58].

Este edifício apresenta uma estrutura porticada em betão armado com painéis de alvenaria de enchimento, existindo ainda uma caixa de escadas na zona central deste edifício mas que, devido ao facto desta caixa de escadas não ser de betão armado, não contribui de forma substancial para a rigidez do edifício [58].

A avaliação final dos 7 parâmetros analisados através desta metodologia são apresentados na Tabela 4.32 e os factores de correcção α e β assim como o resultado final da avaliação da vulnerabilidade sísmica são apresentados na Tabela 4.33.

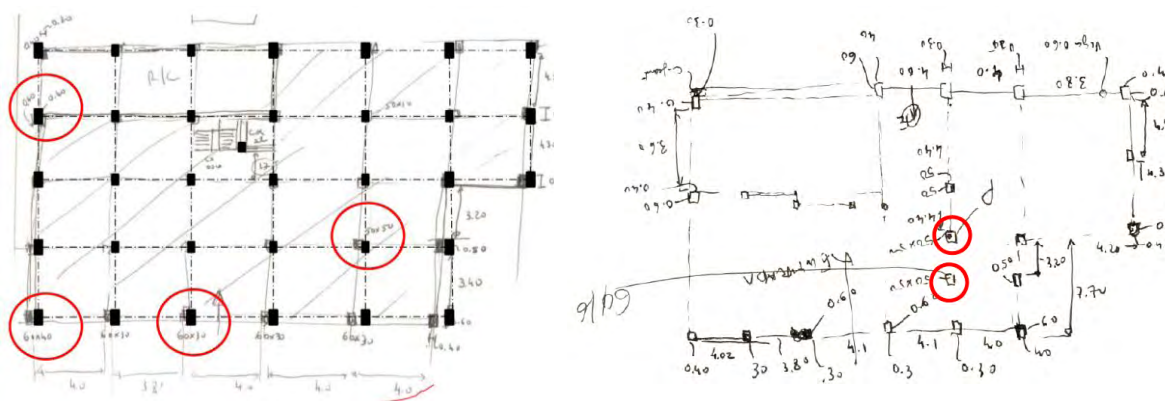


Figura 4.12. Edifício PET 07: Esquema estrutural R/C [58].

Tabela 4.32. Edifício PET 07: Parâmetros de avaliação P_i e respectivos factores de peso w_i .

	w_i	P_i	$P_i \times w_i$
P_1	4	9	36
P_2	1	70	70
P_3	3	80	241
P_4	2	90	180
P_5	1	100	100
P_6	3	60	180
P_7	2	100	200

Tabela 4.33. Edifício PET 07: Factores de correcção α e β e resultado final da avaliação.

P_{min}	P_w	α	β	Avaliação Final
9	63	1.15 / 0.90	1.00	10 / 8

4.17. Edifício PAG 04 (Itália)

Edifício construído antes do ano de 2000 na cidade de L'Aquila (Itália), também para uso exclusivamente residencial, apresenta uma geometria em planta regular, com as dimensões de aproximadamente 23,60m por 9,60m para as direcções longitudinal (x) e transversal (y), respectivamente, e uma altura total de aproximadamente 12,20m correspondentes a um rés-do-chão com pé direito de 2,60m 2 pisos com pé direito de 2,80m (Figura 4.13) [58].

No que diz respeito à estrutura do edifício, apresenta uma estrutura com pórticos de betão armado que se desenvolvem nas duas direcções, com painéis de alvenaria de enchimento [58].

A avaliação final dos 7 parâmetros analisados através desta metodologia são apresentados na Tabela 4.34 e os factores de correcção α e β assim como o resultado final da avaliação da vulnerabilidade sísmica são apresentados na Tabela 4.35.

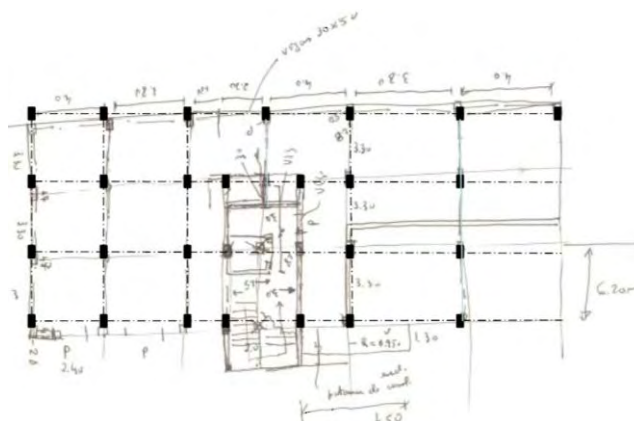


Figura 4.13. Edifício PAG 04: Esquema estrutural R/C [58].

Tabela 4.34. Edifício PAG 04: Parâmetros de avaliação P_i e respectivos factores de peso w_i .

	w_i	P_i	$P_i \times w_i$
P_1	4	9	76
P_2	1	70	70
P_3	3	31	293
P_4	2	90	180
P_5	1	100	60
P_6	3	60	180
P_7	2	100	200

Tabela 4.35. Edifício PAG 04: Factores de correcção α e β e resultado final da avaliação.

P_{min}	P_w	α	β	Avaliação Final
9	54	1.15 / 0.90	0.95	9 / 7

4.18. Análise e discussão de resultados

Da análise dos resultados obtidos verifica-se que para os edifícios existentes em Aveiro (Edifício Multifamiliar 1, Edifício Escolar e Outros Edifícios 1), e dado o tipo de solo aí presente, existe uma maior vulnerabilidade sísmica associada a problemas de liquefacção ou de resistência do próprio solo (parâmetros P_6 e P_7). Esta elevada vulnerabilidade verifica-se também nos edifícios existentes em Viana do Castelo (Outros Edifícios 3 e Edifício de Habitação e Comércio 3) com localização junto ao rio Lima, embora este não seja o parâmetro mais desfavorável face à sua tipologia. Para estes edifícios é notável que a situação mais desfavorável se prende com o parâmetro P_1 , relacionado com a falta de rigidez dos elementos estruturais (por apresentarem uma altura elevada), associado ao reduzido número de elementos, estruturais como não estruturais, que contribuem para uma baixa rigidez de flexão efectiva em comparação com a sua área de implementação dos edifícios.

Para os Edifícios Multifamiliares 3, 4 e 5, bem como para os Edifícios de Habitação e Comércio 1 e 2, verifica-se que o parâmetro mais condicionante para a vulnerabilidade sísmica destes edifícios é o parâmetro P_1 , que se relaciona não só com a rigidez dos pisos mas também com algumas irregularidades estruturais. Esta baixa resistência sísmica dos pisos é agravada quando nestes existe um rés-do-chão destinado a comércio, reduzindo ainda mais a sua rigidez lateral, embora esta baixa resistência do piso do R/C não leve à criação de uma resposta tipo *soft-story* (piso-crítico). Este tipo de mecanismo é claramente evidenciado no Edifício Multifamiliar 2, em que se verifica a presença de um mecanismo tipo *soft-story* ao nível do R/C. O facto deste edifício apresentar o piso térreo completamente vazado e com um maior pé-direito, justifica este comportamento, sendo esta fragilidade evidenciada na aplicação desta metodologia de avaliação da vulnerabilidade.

Da observação dos resultados obtidos do Edifício Multifamiliar 5, verifica-se que a sua vulnerabilidade sísmica é elevada não só devido à baixa rigidez lateral mas também pelo facto de se observarem mecanismos do tipo viga forte-pilar fraco. No que diz respeito ao Edifício Multifamiliar 4 do Porto, também se verifica uma elevada vulnerabilidade sísmica devido à sua rigidez lateral e à presença de mecanismos do tipo viga forte-pilar fraco, sendo que esta é agravada pela falta de confinamento nos nós viga-pilar.

Confrontando os resultados para os edifícios mais antigos com os edifícios mais recentes, pode-se observar que, para os mais antigos a vulnerabilidade sísmica é associada a parâmetros que se relacionam com a própria estrutura dos edifícios e com o seu comportamento. Para os edifícios mais recentes a vulnerabilidade é influenciada por aspectos medidos nos parâmetros que não estão directamente relacionados com o edifício nem com a respectiva tipologia estrutural, mas sim a questões ligadas ao solo no qual estes estão fundados. Pode-se facilmente explicar estes factos com a falta de conhecimento sobre o comportamento sísmico das construções e da regulamentação sísmica do passado, verificando-se que edifícios antigos nem sempre respeitam as normas actuais, neste caso o EC8.

Por último, ao analisar os edifícios de Itália estimou-se que aqueles que apresentavam uma maior vulnerabilidade associada são o PET05, PET07 e PAG04. Para ambos verifica-se uma clara falta de resistência ao nível do piso do rés-do-chão. O edifício PET02, apesar de também demonstrar uma vulnerabilidade acentuada ao nível do R/C, evidencia uma maior resistência do que os anteriores 3 edifícios.

Face aos danos observados *in-situ* para estes edifícios, e comparando com os resultados obtidos com esta análise, verifica-se que existe alguma correlação entre eles, na medida em que o tipo de dano observado nos edifícios corresponde ao tipo de dano expectável de acordo com os resultados da análise.

4.19. Limitações e dificuldades de aplicação do método

Durante a aplicação desta metodologia de avaliação sísmica, verificou-se uma maior facilidade de aplicação da mesma para os edifícios em que se dispunha de maior informação. Pelo facto da maior parte dos edifícios serem antigos, deparou-se com uma maior dificuldade na aplicação desta metodologia de avaliação face à escassez de informação fornecida e disponível sobre cada um deles. Nalguns casos houve inclusive a necessidade de assumir valores médios de referência para alguns dos parâmetros, tal como já foi referido na secção 4.1. Considerando que é importante a existência da informação necessária sobre um edifício em estudo, para que a aplicação desta metodologia de avaliação seja o mais realista e forneça resultados válidos.

Outro aspecto a considerar prende-se com o facto de haver a necessidade de uma inspecção visual aos edifícios em estudo, o que nem sempre aconteceu neste trabalho devido às dificuldades a ela associadas. Este aspecto é relevante quando nos deparamos com a necessidade de avaliar vários parâmetros, como por exemplo, o estado de corrosão do edifício, a possível existência de pisos intermédios, a verificação da existência de mecanismos tipo pilar-curto, ou até mesmo a localização exacta do edifício no meio de um parque habitacional. Esta situação permite-nos verificar os possíveis efeitos de *pounding* e confirmar a própria qualidade do solo em que o edifício está fundado, caso estes aspectos não sejam completamente identificáveis nos projectos.

No que diz respeito ao factor que avalia o efeito de *pounding*, a presente metodologia apresenta varias situações para avaliar este parâmetro, entre as quais, a existência de um edifício baixo adjacente a um edifício alto. Contudo, e como é conhecido, quando nos deparamos com a existência de edifício baixo adjacente a um edifício alto, estes dois edifícios não apresentam o mesmo tipo de dano aquando da eventual ocorrência de um sismo. Torna-se assim necessário a introdução de um parâmetro que avalie o dano não só no edifício baixo mas também no edifício alto adjacente a este.

Deve reforçar-se o facto de que um dos parâmetros em análise se relaciona com a qualidade do betão. Neste trabalho, este parâmetro foi avaliado de acordo com as informações sobre a resistência do betão existentes em projecto, embora esta não se mantenha a mesma ao longo dos anos, podendo vir a diminuir. Contudo, e pelo facto de se tratarem de edifícios antigos, esta situação não foi considerada nos cálculos da análise.

Outro aspecto no qual se sentiu dificuldade em aplicar esta metodologia de avaliação prende-se com o facto de que esta foi desenvolvida em concordância com uma norma Turca. Esta situação condicionou alguns parâmetros de análise, na medida em que houve a necessidade de adaptá-los à filosofia e valores do Eurocódigo 8. Esta adaptação nem sempre foi possível, devido não só a uma complexidade inerente à própria definição dos parâmetros avaliados no *P25 Scoring Method* como também devido à falta de informação acerca da base em que estes se fundamentam.

Capítulo 5

Conclusões e propostas de trabalho futuro

5.1. Conclusões

Através de uma análise global aos parâmetros obtidos em todos os casos de estudo, verifica-se uma maior vulnerabilidade para os edifícios mais antigos. Esta vulnerabilidade surge não só devido à reduzida rigidez lateral dos edifícios, associada às soluções estruturais adoptadas no projecto e construções tradicionais, mas também associadas ao próprio solo em que os edifícios estão fundados.

No caso de uma vulnerabilidade sísmica associada a problemas do solo, torna-se necessária uma avaliação mais detalhada de modo a compreender melhor a interacção existente entre o edifício e o próprio solo, reflectido no comportamento das fundações, bem como uma melhor caracterização geológica do solo de modo a compreender o seu verdadeiro comportamento na eventual ocorrência de um sismo.

Conclui-se também que apesar dos resultados obtidos serem adequados e coerentes, eles estão afectados de eventuais erros e imprecisões associados às suposições admitidas, devido às dificuldades de aplicação da metodologia já anteriormente mencionadas, sendo por isso considerado que é necessária uma avaliação mais rigorosa e abrangente de modo a validar a aplicabilidade da metodologia. Face a estes resultados e conclusões assume-se que é necessária desenvolver a avaliação de um maior número de edifícios representativos do património edificado em Portugal, por forma a validar estes resultados preliminares, identificando as famílias de edifícios mais vulneráveis e com maior risco associado para segurança dos seus habitantes.

Finalmente, pode-se concluir que esta metodologia foi aplicada com sucesso aos vários edifícios estudados, fornecendo indicações acerca de quais os edifícios potencialmente mais vulneráveis e eventualmente poderão necessitar de alguma intervenção de reforço estrutural, de modo a cumprirem os critérios de segurança impostos pelas actuais normas sísmicas, particularmente pelo EC8 – Parte 3. Assim sendo, acredita-se que esta metodologia pode ser considerada como uma ferramenta base, a ser aplicada numa primeira instância, de um processo de avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios de betão armado.

5.2. Propostas de trabalho futuro

Como propostas de trabalho futuro seria de interesse fazer em primeira instância, uma verificação de alguns dos parâmetros obtidos nestas análises com inspecções aos próprios edifícios, por observação *in-situ* dos mesmos, melhorando a avaliação destes parâmetros de modo a obter uma avaliação da vulnerabilidade sísmica mais rigorosa.

Seria também de interesse realizar uma análise dos algoritmos de cálculo que estão por detrás da metodologia *P25 Scoring Method*. Por outro lado, com base na análise de edifícios sujeitos a sismos recentes, como o caso do sismo que ocorreu na cidade de L'Aquila, Itália, propor alterações e correcções em alguns parâmetros, ou até mesmo introduzir novos parâmetros que sejam relevantes para estimar a vulnerabilidade e que ainda não estejam considerados na metodologia.

A aplicação desta metodologia deve ser desenvolvida para um maior número de edifícios existentes em betão armado, aumentando a base de dados agora iniciada por forma a melhorar caracterizar a vulnerabilidade sísmica deste tipo de edifícios. Pretende-se com isto compreender melhor as vulnerabilidades mais comuns nos edifícios existentes em Portugal, suportando assim ainda o desenvolvimento e optimização de eventuais soluções de reforço.

Seria também de interesse realizar uma comparação entre os resultados obtidos através da aplicação desta metodologia com os resultados de análises paramétricas com base em modelações numéricas de alguns edifícios, e com outras metodologias simplificadas, por forma a verificar os resultados obtidos.

Pelo facto deste método se basear numa norma Turca, e pelas dificuldades encontradas na aplicação da mesma, recomenda-se a adaptação desta metodologia à filosofia e valores do Eurocódigo 8 de forma a facilitar a aplicabilidade deste método aos países abrangidos por esta norma sísmica europeia.

Referências

- [1] Pichard, P., "Emergency Measures and Damage Assessment after an Earthquake - Studies and Documents on the Cultural Heritage," *UNESCO, CLT/84/WS/14*, 1984.
- [2] Pampanin, S., Giovinazzi, S., e Lagomarsino, S., "Vulnerability Methods and Damage Scenario for Seismic Risk Analysis as Support to Retrofit Strategies: an European Perspective," *NZSEE Conference*, 2006.
- [3] Elnashai, A. S., "Assessment of Seismic Vulnerability of Structures," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 62, Nov. 2006, pp. 1134-1147.
- [4] Varum, H., "Avaliação, Reparação e Reforço Sísmico de Edifícios Existentes," *Tese de Doutoramento, Universidade de Aveiro*, 2003.
- [5] Giovinazzi, S., Pampanin, S., e Lagomarsino, S., "Alternative Retrofit Strategies for Pre '70 R.C. Buildings: Vulnerability Models and Damage Scenarios," *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland*, Set. 2006.
- [6] Otani, S., "Seismic Vulnerability Assessment Methods for Buildings in Japan," *Earthquake Engineering and Engineering Seismology*, vol. 2, Set. 2000, pp. 47-56.
- [7] Mpampatsikos, V., Nascimbene, R., e Petrini, L., "A Critical Review of the R.C. Frame Existing Building Assessment Procedure According to Eurocode 8 and Italian Seismic Code," *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 12, 2008, pp. 52-82.
- [8] Ghobarah, A., "Seismic Assessment of Existing RC Structures," *Progress in Structural Engineering and Materials*, vol. 2, 2000, pp. 60-71.
- [9] Varum, H., Costa, A. G., e Pinto, A. V., "Reforço Sísmico do Património Edificado em Betão Armado," 2005.
- [10] Bommer, J. J. e Pinho, R., "Adapting Earthquake Actions in Eurocode 8 for Performance-based Seismic Design," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 35, 2006, pp. 39-55.
- [11] Chen, W. F. e Lui, E. M., *Earthquake Engineering for Structural Design*, CRC Press, Taylor & Francis Group, 2006.
- [12] Saatcioglu, M., Gardner, M. J., e Ghobarah, A., "The Kocaeli earthquake of August 17, 1999 in Turkey," 1999.

-
- [13] Aschheim, M., "The Izmit (Kocaeli) Earthquake of 17th August 1999: Preliminary observation," *EERI Reconnaissance Team - Mid-America Earthquake Center - University of Illinois at Urbana-Champaign*, 2001.
- [14] Ireland, M. G., Pampanin, S., e Bull, D. K., "Concept and Implementation of a Selective Weakening Approach for the Seismic Retrofit of R.C. Buildings," *NZSEE Conference*, 2006.
- [15] Bertero, V. V., "State-of-the-art in Seismic Resistant Construction of Structures," *3rd International Earthquake Microzonation Conference, University of Washington, Seattle*, vol. II, 1982, pp. 767-805.
- [16] Çelebi, M., Page, R. A., e Safak, E., "Reducing Earthquake Losses Throughout the United States - Monitoring Earthquake Shaking in Buildings to Reduce Loss of Life and Property," *USGS Science for a Changing World*, 2003.
- [17] Bhatt, C., "Análise Sísmica de Edifícios de Betão Armado segundo o Eurocódigo 8 – Análises Lineares e Não Lineares," *Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa*, Set. 2007.
- [18] Shakya, K., Wijeyewickrema, A. C., e Ohmachi, T., "Seismic Pounding Analysis of Multi-story Reinforced Concrete Buildings Considering Effects of Underlying Soil," *Proceedings of the Symposium on Development of Practical Urban Earthquake Engineering Research for Mitigation of Mega Earthquakes in the Metropolitan Area*, Mar. 2008, Suzukakedai, Yokohama, Japan, pp. 55-60.
- [19] Raheem, S., "Seismic Pounding between Adjacent Building Structures," *Electronic Journal of Structural Engineering*, 2006.
- [20] Lin, J. e Weng, C., "A Study on Seismic Pounding Probability of Buildings in Taipei Metropolitan Area," *Journal of the Chinese Institute of Engineers*, vol. 25, 2002, pp. 123-135.
- [21] FIB - Fédération Internationale du Béton, *Seismic Assessment and Retrofit of Reinforced Concrete Buildings*, FIB - Féd. Int. du Béton, 2003.
- [22] Appleton, J. e Saraiva, J. P., "Avaliação da Capacidade Sísmica de Edifícios de Betão Armado de acordo com o Eurocódigo 8 - Parte 3," *4as Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas (JPPE)*, 2006.
- [23] Varum, H., Coelho, E., e Pinto, A. V., "Avaliação Experimental da Vulnerabilidade Sísmica de Edifícios Existentes e de Técnicas de Reforço," *6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica*, 2004.
- [24] Silva, P., "Reforço Sísmico de Edifícios de Betão Armado," *Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa*, 2007.

-
- [25] Azevedo, H., "Regulamentação - A História das "Regras" da Construção Anti-Sísmica em Portugal," *Engenharia e Vida - Especial Engenharia Sísmica*, Out. 2005, pp. 76-77.
- [26] "Izmit, Turkey Earthquake of August 17, 1999 (M7.4) - An EQE Briefing."
- [27] Rita, B., "Capítulo 6 - Análise Sísmica de Estruturas," em M. Lopes, *"Sismos e Edifícios"*, Orion, 2008.
- [28] Frosch, R., "Seismic Rehabilitation Using Infill Wall Systems," *Advances in Earthquake Engineering for Urban Risk Reduction*, 2006, pp. 395-409.
- [29] Proença, J. M., Manso, J., Guerreiro, L., e Oliveira, C. S., "Contributo das Paredes de Alvenaria para o Comportamento Sísmico de Estruturas de Betão Armado. Pesquisa e Recomendações para Modelação e Análise," *7º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica*, Sísmica. 2007.
- [30] Coelho, E., "Reabilitação Sísmica de Estruturas de Edifícios - Seismic Rehabilitation of Building Structures," *3º Encore*, LNEC. 2003.
- [31] Barbat, A. H., Lagomarsino, S., e Pujades, L. G., "Vulnerability Assessment Of Dwelling Buildings," *Assessing and Managing Earthquake Risk*, 2006, pp. 115-134.
- [32] Pedrosa, J., Delgado, P., Rocha, P., Arêde, A., Pouca, N. V., Guedes, J. M., Costa, A. G., e Delgado, R., "Metodologias de Simulação do comportamento Cíclico de Elementos de Betão Armado: Estudo Comparativo e Validação Experimental," *7º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica*, Sísmica. 2007.
- [33] Yakut, A. e Erduran, E., "A Detailed Seismic Performance Assessment Procedure For RC Frame Buildings," *Advances in Earthquake Engineering for Urban Risk Reduction*, 2006, pp. 135-150.
- [34] Golafshani, A., Bakhshi, A., e Tabeshpour, M. E., "Vulnerability and Damage Analysis of Existing Buildings," *Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing)*, vol. 6, 2005, pp. 85-100.
- [35] Bracci, J. M., Kunnath, S. K., e Reinhorn, A. M., "Seismic Performance and Retrofit Evaluation of Reinforced Concrete Structures," *Journal of Structural Engineering*, vol. 123, Jan. 1997, pp. 3-10.
- [36] Fardis, M. N., "Seismic Assessment and Retrofit of RC Structures," *Bischi, Ph.; Labbé, P.; Pecker, A. (eds.), 11th ECEE, Paris, France, Invited lecture, ISBN 90 5809 027 2, A.A. Balkema, Rotterdam, 6th-11th September, 1998.*
- [37] Panagiotakos, T. B. e Fardis, M. N., "Seismic Performance of RC Frames Designed to Eurocode 8 or to the Greek Codes 2000," *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 2, Jan. 2004, pp. 221-259.

-
- [38] CEN, "Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 3: Assessment and Retrofitting of Buildings," *prEN 1998-3, Draft No. 7, Version for translation (stage 49), Doc CEN/TC250/SC8/N388B*, Jun. 2004.
- [39] Coelho, E., Carvalho, E. C., e Silva, M. J., "Reparação e Reforço Sísmico de Estruturas no Eurocódigo 8," *6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica*, Sísmica. 2004.
- [40] Pinto, P., "The Eurocode 8 - Part 3: The New European Code For The Seismic Assessment of Existing Buildings," *Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing)*, vol. 6, 2005, pp. 447-456.
- [41] Bal, I. E., Tezcan, S., e Gülay, G., "Risk Management and a Rapid Scoring Technique for Collapse Vulnerability of R/C Buildings CV-391," *Uluslararası Yapı-Deprem Konferansı, Internatinoal Workshop on Measures for the Prevention of Total Collapse of Existing Low-Rise Structures, A collaborative work of STEEL and ELSA*, vol. Istanbul Technical University, Istanbul, Turkey, Nov. 2007.
- [42] Bal, I. E., Tezcan, S., e Gülay, G., "Advanced Applications of the P25 Scoring Method for the rapid Assessment of RC Buildings," *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology (a joint event of the 13th ECEE & 30th General Assembly of the ESC)*, Set. 2006.
- [43] Rai, D. C., "A Generalized Method for Seismic Evaluation of Existing Buildings," *Current Science - Research Communications*, vol. 94, Fev. 2008, pp. 336-370.
- [44] Sucuoglu, H. e Yazgan, U., "Simple Survey Procedures for Seismic Risk Assessment in Urban Building Stocks," *Seismic Assessment and Rehabilitation of Existing Buildings*, NATO Science Series IV. 2003, pp. 79-118.
- [45] Hirosawa, M., Sugano, S., e Kaminosono, T., "Seismic Evaluation Method and Restoration Techniques for Existing and Damaged Buildings Developed in Japan," *International Institute of Seismology and Earthquake Engineering, Building Research Institute, Ministry of Construction*, 1993.
- [46] Telford, T., "Fastenings for Seismic Retrofitting," *Comité Euro-International du Béton (CEB)*, 1997.
- [47] Raimundo, J. A., "Fissuração das Alvenarias - Estudos do comportamento das alvenarias sob acções térmicas," *Tese de Doutoramento, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra*, Coimbra. 1998.
- [48] CEN, "Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings," *European Standard, Final Draft prEN 1998-1*, Dez. 2003.

-
- [49] Ministry of Public Works and Settlement Government of Republic of Turkey, "Specification for Structures to be Built in Disaster Areas: Part III - Earthquake Disaster Prevention (Chapter 5 through Chapter 13)," (*English translation prepared under the direction of M. Nuray AYDINOGLU*, 1998.
- [50] Bal, I. E. e Özdemir, Z., "The Adverse Effects of Perimeter Frame Discontinuity on Earthquake Response of RC Buildings," *Seventh International Congress on Advances in Civil Engineering*, Out. 2006.
- [51] Carvalho, E. C., "Anexo Nacional do Eurocódigo 8 - Consequências para o Dimensionamento Sísmico em Portugal," *7º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica*, Sismica. 2007.
- [52] NESDE, "Regulamentação da Construção em Portugal", disponível em: http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/reg_const_Portugal.html [Acedido a 6 de Setembro de 2009]
- [53] OPCM 3431, "Norme Tecniche per il Progetto, la Valutazione e l'Adeguament Sismico degli Edifici," *Allegato 2 - Edifici - Ordinanza 3274*, 2005.
- [54] Melo, J. e Rodrigues, T., "Memória Descritiva e Justificativa - Proposta de intervenção para reforço da estrutura existente," *Trabalho Final da Cadeira de Conservação e Reabilitação da Construção*, Universidade de Aveiro. 2008.
- [55] Rodrigues, H., "Desenvolvimento e Calibração de Modelos Numéricos para a Análise Sísmica de Edifícios," *Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto*, 2005.
- [56] Milheiro, J., "Estudo Numérico da Influência de Painéis de Enchimento de Alvenaria de Tijolo no Comportamento Sísmico de Estruturas Porticadas Existentes de Betão Armado," *Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto*, 2008.
- [57] Freitas, R., "Estudo Numérico do Impacto da Nova Acção Sísmica Prevista No Eurocódigo 8 para o Comportamento de Edifícios na Região Norte de Portugal," *Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto*, 2008.
- [58] Costa, A. G., Varum, H., Arêde, A., Guedes, J., Vicente, R., Romão, X., Costa, A. A., Rodrigues, H., e Paupério, E., "Sismo de L'Aquila - Ensinamentos para Portugal," *A Missão da FEUP/DEC-UA - Danos em Edifícios de Betão Armado*, 2009.

Anexos

Anexo 1

Outros Edifícios 1

A1.1. Tabelas de Cálculo

A1.1.1. Avaliação do parâmetro básico, P_1

Tabela A1.1. Definições básicas

L_x (m)	25.00
L_y (m)	14.00
A_p (m ²)	350.00
I_{px} (m ⁴)	18229.17
I_{py} (m ⁴)	5716.67

Tabela A1.2. Rigidez efectiva resultante do R/C.

R/C							
A_c (m ²)	0.000	A_c (m ²)	0.000	I_{cx} (m ⁴)	0.000	I_{cy} (m ⁴)	0.000
A_{sx} (m ²)	1.53	A_{sy} (m ²)	6.92	I_{sx} (m ⁴)	13.168	I_{sy} (m ⁴)	1216.70
A_{sx} (m ²)	1.53	A_{sy} (m ²)	6.92	I_{sx} (m ⁴)	13.168	I_{sy} (m ⁴)	1216.70
A_{mx} (m ²)	0.00	A_{my} (m ²)	0.00	I_{mx} (m ⁴)	0.000	I_{my} (m ⁴)	0.000
$A_{ef,x}$	3.053	$A_{ef,y}$	13.845	$I_{ef,x}$	26.336	$I_{ef,y}$	2433.400
C_{Ax}	1744.29	C_{Ay}	7911.43	C_{Ix}	288.94	C_{Iy}	85133.53
$C_{A,ef}$	5826.01		$C_{I,ef}$	60199.10			

Tabela A1.3. Rigidez efectiva resultante dos Pisos 1 a 6.

Pisos 1 a 6							
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.000	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.000	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.000	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.000
$A_{sx} \text{ (m}^2\text{)}$	1.53	$A_{sy} \text{ (m}^2\text{)}$	6.88	$I_{sx} \text{ (m}^4\text{)}$	13.168	$I_{sy} \text{ (m}^4\text{)}$	1204.836
$A_{sx} \text{ (m}^2\text{)}$	1.53	$A_{sy} \text{ (m}^2\text{)}$	6.88	$I_{sx} \text{ (m}^4\text{)}$	13.168	$I_{sy} \text{ (m}^4\text{)}$	1204.836
$A_{mx} \text{ (m}^2\text{)}$	0.00	$A_{my} \text{ (m}^2\text{)}$	0.00	$I_{mx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.000	$I_{my} \text{ (m}^4\text{)}$	0.000
$A_{ef,x}$	3.053	$A_{ef,y}$	13.755	$I_{ef,x}$	26.336	$I_{ef,y}$	2409.673
C_{Ax}	1744.29	C_{Ay}	7860.00	C_{Ix}	288.94	C_{Iy}	84303.41
$C_{A,ef}$	5791.10			$C_{I,ef}$	59612.12		

Tabela A1.4. Rigidez efectiva resultante do Piso 7.

Piso 7							
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.000	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.000	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00000	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00000
$A_{sx} \text{ (m}^2\text{)}$	1.53	$A_{sy} \text{ (m}^2\text{)}$	6.88	$I_{sx} \text{ (m}^4\text{)}$	13.16780	$I_{sy} \text{ (m}^4\text{)}$	1204.836
$A_{sx} \text{ (m}^2\text{)}$	1.53	$A_{sy} \text{ (m}^2\text{)}$	6.88	$I_{sx} \text{ (m}^4\text{)}$	13.16780	$I_{sy} \text{ (m}^4\text{)}$	1204.836
$A_{mx} \text{ (m}^2\text{)}$	0.00	$A_{my} \text{ (m}^2\text{)}$	0.00	$I_{mx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00000	$I_{my} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00000
$A_{ef,x}$	3.053	$A_{ef,y}$	13.755	$I_{ef,x}$	26.336	$I_{ef,y}$	2409.673
C_{Ax}	1744.29	C_{Ay}	7860.00	C_{Ix}	288.94	C_{Iy}	84303.41
C_{Ar}	5791.10			C_{Ir}	59612.12		

Tabela A1.5. Ajuste para a altura total, h_0

$H \text{ (m)}$	23.2
h_0	582.376

Tabela A1.6. Factores de correcção da irregularidade, f_i

f_c (Mpa)	20.0		
	R/C	Pisos 1 a 6	Piso 7
I_x (m ⁴)	1.00	1.00	1.00
I_y (m ⁴)	1.00	1.00	1.00
I_b (m ⁴)	1.00	1.00	1.00
Espaçamento armadura transversal (cm)		15	
<i>Irregularidade de torção</i>	f_1	0.97	
<i>Descontinuidade de pisos</i>	f_2	0.98	
<i>Descontinuidade dos elementos verticais</i>	f_3	1.00	
<i>Distribuição de massa</i>	f_4	0.96	
<i>Corrosão</i>	f_5	0.95	
<i>Elementos de fachada pesados</i>	f_6	1.00	
<i>Pisos intermédios (Mezzanine)</i>	f_7	1.00	
<i>Níveis de pisos desiguais</i>	f_8	1.00	
<i>Qualidade do betão</i>	f_9	1.00	
		R/C	1.00
<i>Critério de pilar forte</i>	f_{10}	Pisos 1 a 6	1.00
		Piso 7	1.00
<i>Espaçamento da armadura transversal</i>	f_{11}	1.00	
<i>Tipo de solo</i>	f_{12}	0.95	
<i>Tipo de fundações</i>	f_{13}	0.95	
<i>Profundidade das fundações</i>	f_{14}	0.95	

Tabela A1.7. Avaliação final do parâmetro P_1

R/C	84
Pisos 1 a 5	83
Piso 6	83

A1.1.2. Avaliação do mecanismo tipo pilar curto, P_2 **Tabela A1.8.** Avaliação final do parâmetro P_2

70

A1.1.3. Avaliação do piso crítico, P_3 **Tabela A1.9.** Cálculo dos valores de r_a e r_f

$h_{R/C}$ (m)	2.70
$h_{1 a 6}$ (m)	2.70
h_7 (m)	2.70

R/C			
$r_{a,x}$	1.00	$r_{a,y}$	1.00
$r_{r,x}$	1.00	$r_{r,y}$	1.00

Pisos 1 a 5			
$r_{a,x}$	1.00	$r_{a,y}$	1.00
$r_{r,x}$	1.00	$r_{r,y}$	1.00

Piso 6			
$r_{a,x}$	1.00	$r_{a,y}$	1.00
$r_{r,x}$	1.00	$r_{r,y}$	1.00

Tabela A1.10. Avaliação final do parâmetro P_3

	x	y
R/C	100	100
Pisos 1 a 5	100	100
Piso 6	100	100

A1.1.4. Avaliação de descontinuidades estruturais, P_4 **Tabela A1.11.** Avaliação final do parâmetro P_4

90

A1.1.5. Avaliação do efeito de *pounding*, P_5 **Tabela A1.12.** Avaliação final do parâmetro P_5

70

A1.1.6. Avaliação do potencial de liquefacção do solo, P_6

Tabela A1.13. Avaliação final do parâmetro P_6

33

A1.1.7. Avaliação da possibilidade de rotura do solo, P_7

Tabela A1.14. Avaliação final do parâmetro P_7

35

A1.1.8. Factor de correcção, α

Tabela A1.15. Avaliação do factor de correcção α

	Sismo Afastado	Sismo Próximo
I	1.00	
A_0	0.05	0.11
t	1.00	
n	0.30	
α	1.29	

A1.1.9. Factor de correcção, β

Tabela A1.16. Avaliação do factor de correcção β

	w_i	P_i
P_1	4	334
P_2	1	70
P_3	3	300
P_4	2	180
P_5	1	70
P_6	3	99
P_7	2	70

Anexo 2

Edifício Multifamiliar 2

A2.1. Plantas de Arquitectura

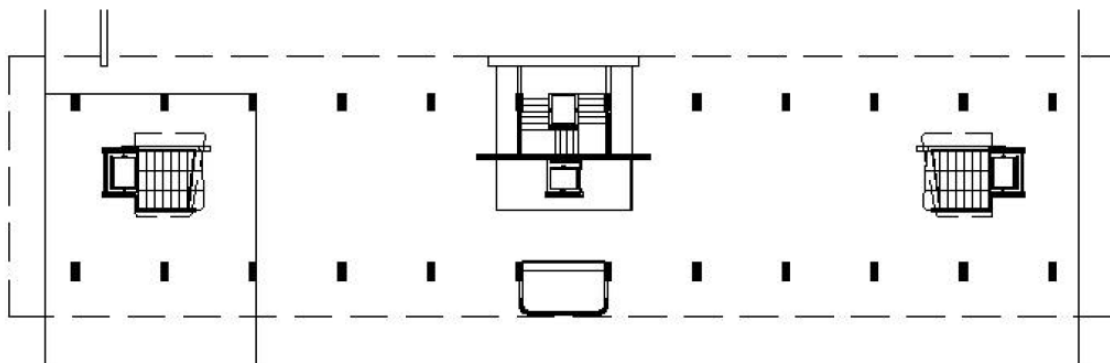


Figura A2.1. Planta de arquitectura do R/C.

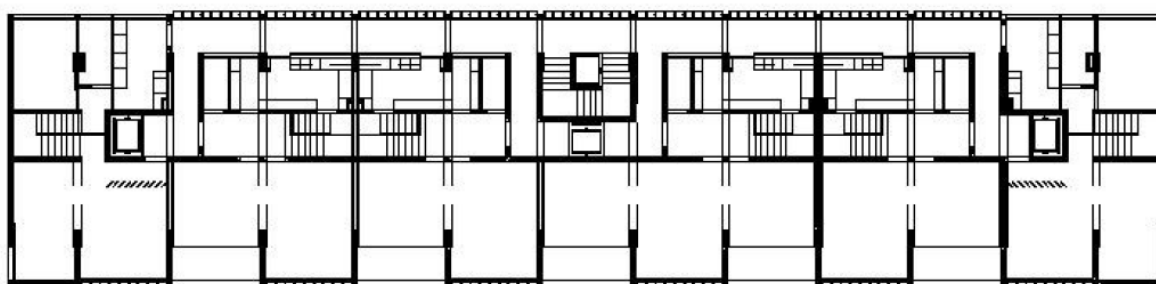


Figura A2.2. Planta de arquitectura dos pisos 1, 3, 5 e 7.

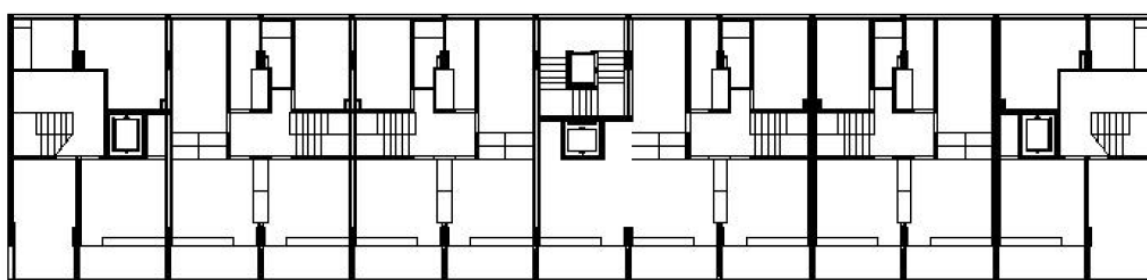


Figura A2.3. Planta de arquitectura dos pisos 2, 4, 6 e 8.

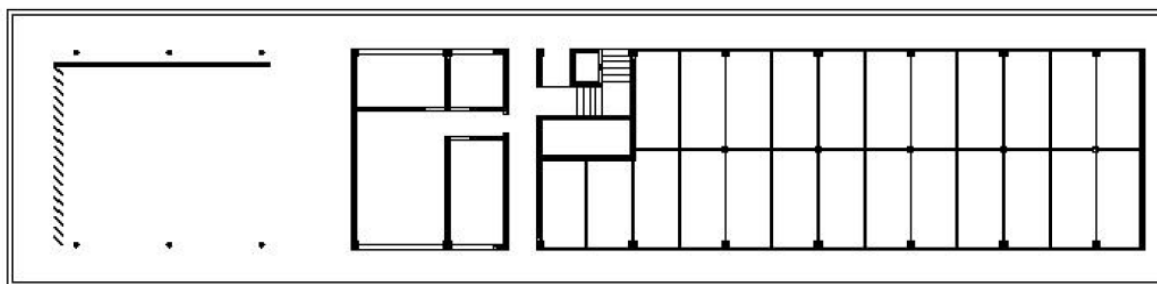


Figura A2.4. Planta de arquitectura da cobertura.

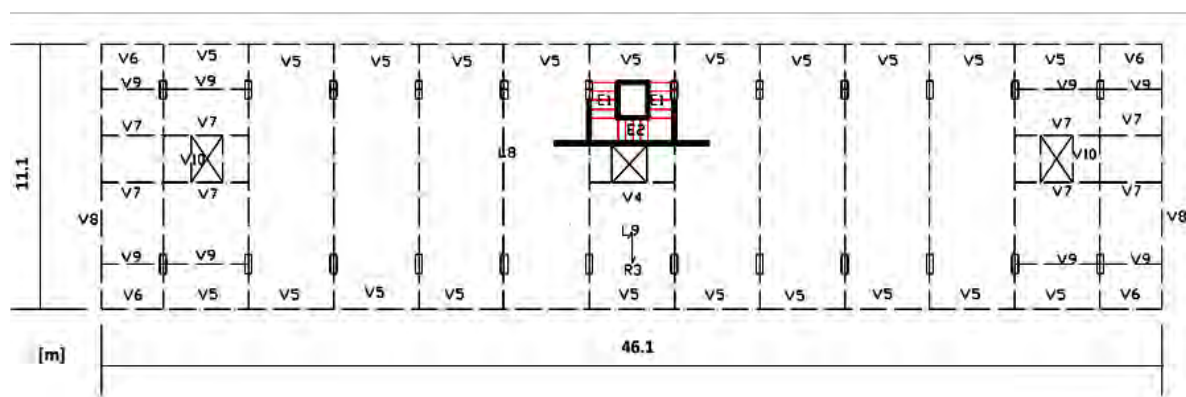


Figura A2.5. Dimensões em planta do edifício

A2.2. Plantas Estruturais

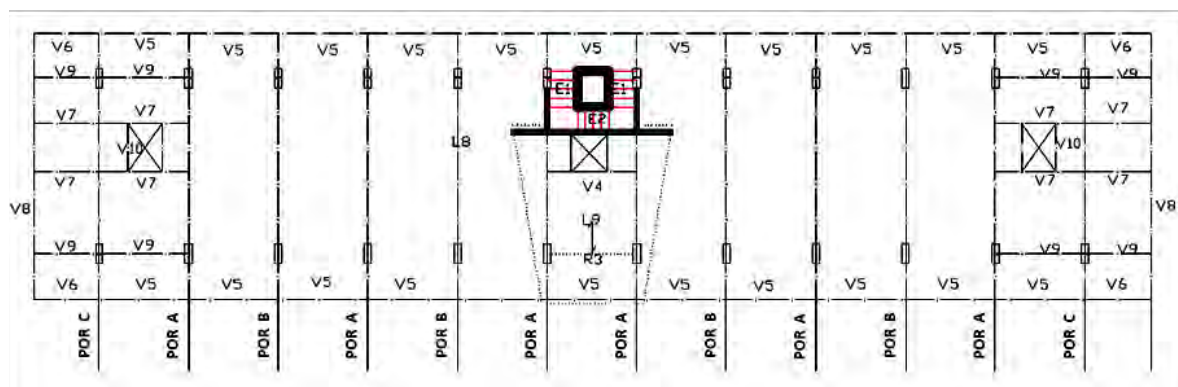


Figura A2.6. Planta estrutural do R/C (piso de entrada).

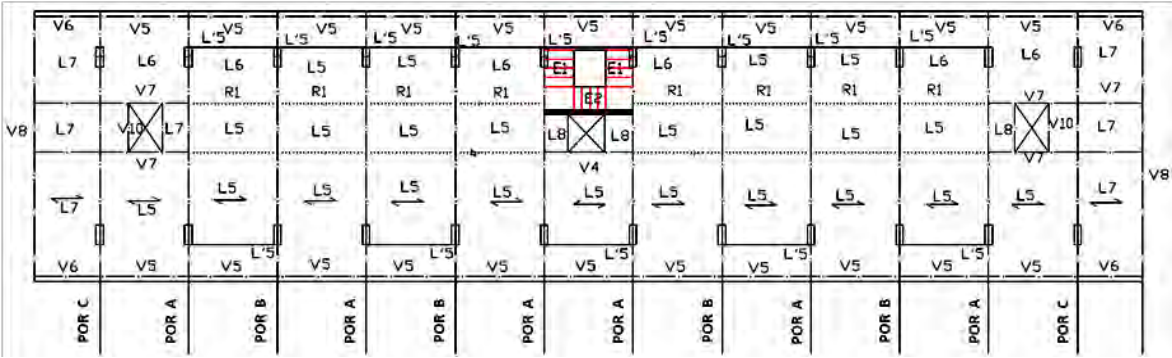


Figura A2.7. Planta estrutural dos pisos 1, 3, 5 e 7.

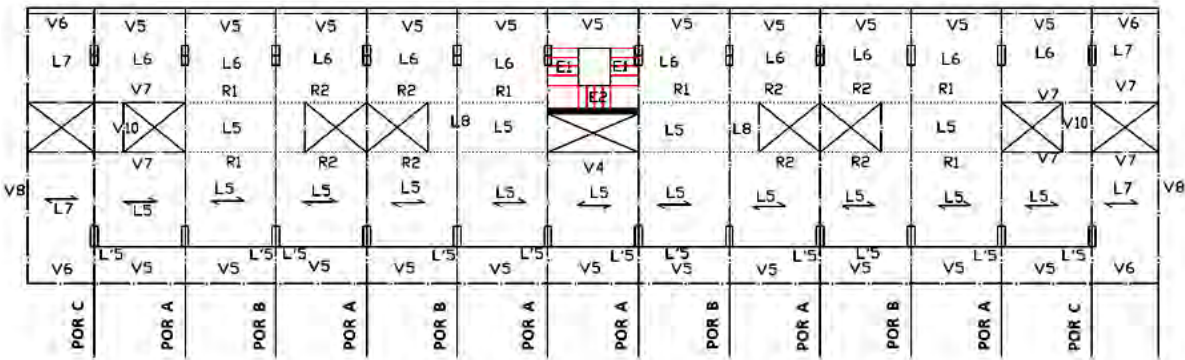


Figura A2.8. Planta estrutural dos pisos 2, 4, 6 e 8.

A2.3. Tabelas de Cálculo

A2.3.1. Avaliação do parâmetro básico, P_1

Tabela A2.1. Definições básicas

$L_x(m)$	46.10
$L_y(m)$	11.10
$A_p(m^2)$	511.71
$I_{px}(m^4)$	90624.27
$I_{py}(m^4)$	5253.98

Tabela A2.2. Rigidez efectiva resultante do R/C.

R/C							
$A_c (m^2)$	3.600	$A_c (m^2)$	3.600	$I_{cx} (m^4)$	0.04800	$I_{cy} (m^4)$	0.16875
$A_c (m^2)$	2.400	$A_c (m^2)$	2.400	$I_{cx} (m^4)$	0.03200	$I_{cy} (m^4)$	0.11250
$A_c (m^2)$	1.200	$A_c (m^2)$	1.200	$I_{cx} (m^4)$	0.01600	$I_{cy} (m^4)$	0.05625
$A_{sx} (m^2)$	0.00	$A_{sy} (m^2)$	0.00	$I_{sx} (m^4)$	0.00000	$I_{sy} (m^4)$	0.00000
$A_{mx} (m^2)$	0.00	$A_{my} (m^2)$	0.00	$I_{mx} (m^4)$	0.00000	$I_{my} (m^4)$	0.00000
$A_{ef,x}$	7.200	$A_{ef,y}$	7.200	$I_{ef,x}$	0.096	$I_{ef,y}$	0.338
C_{Ax}	2814.09	C_{Ay}	2814.09	C_{Ix}	0.21	C_{Iy}	12.85
$C_{A,ef}$	3293.81			$C_{I,ef}$	9.09		

Tabela A2.3. Rigidez efectiva resultante do Piso 1.

Piso 1							
$A_c (m^2)$	2.520	$A_c (m^2)$	2.520	$I_{cx} (m^4)$	0.01890	$I_{cy} (m^4)$	0.10290
$A_c (m^2)$	1.680	$A_c (m^2)$	1.680	$I_{cx} (m^4)$	0.01260	$I_{cy} (m^4)$	0.03430
$A_c (m^2)$	0.840	$A_c (m^2)$	0.840	$I_{cx} (m^4)$	0.00630	$I_{cy} (m^4)$	0.06860
$A_{sx} (m^2)$	0.00	$A_{sy} (m^2)$	0.00	$I_{sx} (m^4)$	0.00000	$I_{sy} (m^4)$	0.00000
$A_{mx} (m^2)$	7.50	$A_{my} (m^2)$	9.00	$I_{mx} (m^4)$	390.62500	$I_{my} (m^4)$	675.00
$A_{ef,x}$	5.640	$A_{ef,y}$	5.760	$I_{ef,x}$	31.288	$I_{ef,y}$	54.206
C_{Ax}	2204.37	C_{Ay}	2251.28	C_{Ix}	69.05	C_{Iy}	2063.42
$C_{A,ef}$	2600.32			$C_{I,ef}$	1460.48		

Tabela A2.4. Rigidez efectiva resultante do Piso 2.

Piso 2							
$A_c (m^2)$	2.520	$A_c (m^2)$	2.520	$I_{cx} (m^4)$	0.01890	$I_{cy} (m^4)$	0.10290
$A_c (m^2)$	1.680	$A_c (m^2)$	1.680	$I_{cx} (m^4)$	0.01260	$I_{cy} (m^4)$	0.06860
$A_c (m^2)$	0.840	$A_c (m^2)$	0.840	$I_{cx} (m^4)$	0.00630	$I_{cy} (m^4)$	0.03430
$A_{sx} (m^2)$	0.00	$A_{sy} (m^2)$	0.00	$I_{sx} (m^4)$	0.00000	$I_{sy} (m^4)$	0.00000
$A_{mx} (m^2)$	7.50	$A_{my} (m^2)$	9.00	$I_{mx} (m^4)$	390.62500	$I_{my} (m^4)$	675.00
$A_{ef,x}$	5.640	$A_{ef,y}$	5.760	$I_{ef,x}$	31.288	$I_{ef,y}$	54.206
C_{Ax}	2204.37	C_{Ay}	2251.28	C_{Ix}	69.05	C_{Iy}	2063.42
C_{Ar}	2600.32			C_{Ir}	1460.48		

Tabela A2.5. Rigidez efectiva resultante do Piso 3.

Piso 3							
$A_c (m^2)$	2.160	$A_c (m^2)$	2.160	$I_{cx} (m^4)$	0.01620	$I_{cy} (m^4)$	0.06480
$A_c (m^2)$	1.440	$A_c (m^2)$	1.440	$I_{cx} (m^4)$	0.01080	$I_{cy} (m^4)$	0.04320
$A_c (m^2)$	0.720	$A_c (m^2)$	0.720	$I_{cx} (m^4)$	0.00540	$I_{cy} (m^4)$	0.02160
$A_{sx} (m^2)$	0.00	$A_{sy} (m^2)$	0.00	$I_{sx} (m^4)$	0.00000	$I_{sy} (m^4)$	0.00000
$A_{mx} (m^2)$	7.50	$A_{my} (m^2)$	9.00	$I_{mx} (m^4)$	390.62500	$I_{my} (m^4)$	675.00
$A_{ef,x}$	4.920	$A_{ef,y}$	5.040	$I_{ef,x}$	31.282	$I_{ef,y}$	54.130
C_{Ax}	1922.96	C_{Ay}	1969.87	C_{Ix}	69.04	C_{Iy}	2060.52
$C_{A,ef}$	2270.96			$C_{I,ef}$	1458.43		

Tabela A2.6. Rigidez efectiva resultante do Piso 4.

Piso 4							
$A_c (m^2)$	2.160	$A_c (m^2)$	2.160	$I_{cx} (m^4)$	0.01620	$I_{cy} (m^4)$	0.06480
$A_c (m^2)$	1.440	$A_c (m^2)$	1.440	$I_{cx} (m^4)$	0.01080	$I_{cy} (m^4)$	0.04320
$A_c (m^2)$	0.720	$A_c (m^2)$	0.720	$I_{cx} (m^4)$	0.00540	$I_{cy} (m^4)$	0.02160
$A_{sx} (m^2)$	0.00	$A_{sy} (m^2)$	0.00	$I_{sx} (m^4)$	0.00000	$I_{sy} (m^4)$	0.00000
$A_{mx} (m^2)$	7.50	$A_{my} (m^2)$	9.00	$I_{mx} (m^4)$	390.62500	$I_{my} (m^4)$	675.00
$A_{ef,x}$	4.920	$A_{ef,y}$	5.040	$I_{ef,x}$	31.282	$I_{ef,y}$	54.130
C_{Ax}	1922.96	C_{Ay}	1969.87	C_{Ix}	69.04	C_{Iy}	2060.52
C_{Ar}	2270.96			C_{Ir}	1458.43		

Tabela A2.7. Rigidez efectiva resultante do Piso 5.

Piso 5							
$A_c (m^2)$	1.800	$A_c (m^2)$	1.800	$I_{cx} (m^4)$	0.01350	$I_{cy} (m^4)$	0.03750
$A_c (m^2)$	1.200	$A_c (m^2)$	1.200	$I_{cx} (m^4)$	0.00900	$I_{cy} (m^4)$	0.02500
$A_c (m^2)$	0.600	$A_c (m^2)$	0.600	$I_{cx} (m^4)$	0.00450	$I_{cy} (m^4)$	0.01250
$A_{sx} (m^2)$	0.00	$A_{sy} (m^2)$	0.00	$I_{sx} (m^4)$	0.00000	$I_{sy} (m^4)$	0.00000
$A_{mx} (m^2)$	7.50	$A_{my} (m^2)$	9.00	$I_{mx} (m^4)$	390.62500	$I_{my} (m^4)$	675.00
$A_{ef,x}$	4.200	$A_{ef,y}$	4.320	$I_{ef,x}$	31.277	$I_{ef,y}$	54.075
C_{Ax}	1641.55	C_{Ay}	1688.46	C_{Ix}	69.03	C_{Iy}	2058.44
$C_{A,ef}$	1941.61			$C_{I,ef}$	1456.96		

Tabela A2.8. Rigidez efectiva resultante do Piso 6.

Piso 6							
$A_c (m^2)$	1.800	$A_c (m^2)$	1.800	$I_{cx} (m^4)$	0.01350	$I_{cy} (m^4)$	0.03750
$A_c (m^2)$	1.200	$A_c (m^2)$	1.200	$I_{cx} (m^4)$	0.00900	$I_{cy} (m^4)$	0.02500
$A_c (m^2)$	0.600	$A_c (m^2)$	0.600	$I_{cx} (m^4)$	0.00450	$I_{cy} (m^4)$	0.01250
$A_{sx} (m^2)$	0.00	$A_{sy} (m^2)$	0.00	$I_{sx} (m^4)$	0.00000	$I_{sy} (m^4)$	0.00000
$A_{mx} (m^2)$	7.50	$A_{my} (m^2)$	9.00	$I_{mx} (m^4)$	390.62500	$I_{my} (m^4)$	675.00
$A_{ef,x}$	4.200	$A_{ef,y}$	4.320	$I_{ef,x}$	31.277	$I_{ef,y}$	54.075
C_{Ax}	1641.55	C_{Ay}	1688.46	C_{Ix}	69.03	C_{Iy}	2058.44
C_{Ar}	1941.61			C_{Ir}	1456.96		

Tabela A2.9. Rigidez efectiva resultante do Piso 7.

Piso 7							
$A_c (m^2)$	1.440	$A_c (m^2)$	1.440	$I_{cx} (m^4)$	0.01080	$I_{cy} (m^4)$	0.03750
$A_c (m^2)$	0.960	$A_c (m^2)$	0.960	$I_{cx} (m^4)$	0.00720	$I_{cy} (m^4)$	0.01280
$A_c (m^2)$	0.480	$A_c (m^2)$	0.480	$I_{cx} (m^4)$	0.00360	$I_{cy} (m^4)$	0.00640
$A_{sx} (m^2)$	0.00	$A_{sy} (m^2)$	0.00	$I_{sx} (m^4)$	0.00000	$I_{sy} (m^4)$	0.00000
$A_{mx} (m^2)$	7.50	$A_{my} (m^2)$	9.00	$I_{mx} (m^4)$	390.62500	$I_{my} (m^4)$	675.00
$A_{ef,x}$	3.480	$A_{ef,y}$	3.600	$I_{ef,x}$	31.272	$I_{ef,y}$	54.057
C_{Ax}	1360.15	C_{Ay}	1407.05	C_{Ix}	69.01	C_{Iy}	2057.74
$C_{A,ef}$	1612.26			$C_{I,ef}$	1456.47		

Tabela A2.10. Rigidez efectiva resultante do Piso 8.

Piso 8							
$A_c (m^2)$	1.440	$A_c (m^2)$	1.440	$I_{cx} (m^4)$	0.01080	$I_{cy} (m^4)$	0.01920
$A_c (m^2)$	0.960	$A_c (m^2)$	0.960	$I_{cx} (m^4)$	0.00720	$I_{cy} (m^4)$	0.01280
$A_c (m^2)$	0.480	$A_c (m^2)$	0.480	$I_{cx} (m^4)$	0.00360	$I_{cy} (m^4)$	0.00640
$A_{sx} (m^2)$	0.00	$A_{sy} (m^2)$	0.00	$I_{sx} (m^4)$	0.00000	$I_{sy} (m^4)$	0.00000
$A_{mx} (m^2)$	7.50	$A_{my} (m^2)$	9.00	$I_{mx} (m^4)$	390.62500	$I_{my} (m^4)$	675.00
$A_{ef,x}$	3.480	$A_{ef,y}$	3.600	$I_{ef,x}$	31.272	$I_{ef,y}$	54.038
C_{Ax}	1360.15	C_{Ay}	1407.05	C_{ix}	69.01	C_{iy}	2057.05
C_{Ar}	1612.26			C_{Ir}	1455.97		

Tabela A2.11. Ajuste para a altura total, h_0

H (m)	30
h_0	634.6

Tabela A2.12. Factores de correcção da irregularidade, f_i

f_c (Mpa)	25.0
-------------	------

	R/C	Pisos 1 e 2	Pisos 3 e 4	Pisos 5 e 6	Pisos 7 e 8
$I_x (m^4)$	0.00400	0.00158	0.00135	0.00113	0.00090
$I_y (m^4)$	0.01406	0.00858	0.00540	0.00313	0.00236
$I_b (m^4)$	0.01707	0.01280	0.01055	0.01055	0.01055

Espaçamento armadura transversal (cm)	10
---------------------------------------	----

Irregularidade de torção	f_1	0.97
Descontinuidade de pisos	f_2	0.98
Descontinuidade dos elementos verticais	f_3	1.00
Distribuição de massa	f_4	0.98
Corrosão	f_5	0.97
Elementos de fachada pesados	f_6	1.00
Pisos intermédios (Mezzanine)	f_7	1.00
Níveis de pisos desiguais	f_8	1.00
Qualidade do betão	f_9	1.12
	R/C	0.94
	Pisos 1 e 2	0.91
	Pisos 3 e 4	0.89
	Pisos 5 e 6	0.85
	Pisos 7 e 8	0.83
Espaçamento da armadura transversal	f_{11}	1.00
Tipo de solo	f_{12}	1.00
Tipo de fundações	f_{13}	0.85
Profundidade das fundações	f_{14}	0.95

Tabela A2.13. Avaliação final do parâmetro P_1

R/C	4
Pisos 1 e 2	5
Pisos 3 e 4	4
Pisos 5 e 6	4
Pisos 7 e 8	3

A2.3.2. Avaliação do mecanismo tipo pilar curto, P_2

Tabela A2.14. Avaliação final do parâmetro P_2

70

A2.3.3. Avaliação do piso crítico, P_3 **Tabela A2.15.** Cálculo dos valores de r_a e r_f

$h_{R/C}$ (m)	5.60
h_1 (m)	3.20
h_2 (m)	3.00
h_3 (m)	3.00
h_4 (m)	3.00
h_5 (m)	3.00
h_6 (m)	3.00
h_7 (m)	3.00
h_8 (m)	3.20

R/C			
$r_{a,x}$	1.00	$r_{a,y}$	1.00
$r_{r,x}$	0.00	$r_{r,y}$	0.01

Pisos 1 e 2			
$r_{a,x}$	1.00	$r_{a,y}$	1.00
$r_{r,x}$	1.00	$r_{r,y}$	1.00

Pisos 3 e 4			
$r_{a,x}$	1.00	$r_{a,y}$	1.00
$r_{r,x}$	1.00	$r_{r,y}$	1.00

Pisos 5 e 6			
$r_{a,x}$	1.00	$r_{a,y}$	1.00
$r_{r,x}$	1.00	$r_{r,y}$	1.00

Pisos 7 e 8			
$r_{a,x}$	1.00	$r_{a,y}$	1.00
$r_{r,x}$	1.00	$r_{r,y}$	1.00

Tabela A2.16. Avaliação final do parâmetro P_3

	x	y
R/C	1	2
Piso 1	89	89
Piso 2	100	100
Pisos 3 e 4	100	100
Pisos 5 e 6	100	100
Piso 7	112	112

A2.3.4. Avaliação de descontinuidades estruturais, P_4

Tabela A2.17. Avaliação final do parâmetro P_4

50

A2.3.5. Avaliação do efeito de *pounding*, P_5

Tabela A2.18. Avaliação final do parâmetro P_5

100

A2.3.6. Avaliação do potencial de liquefacção do solo, P_6

Tabela A2.19. Avaliação final do parâmetro P_6

60

A2.3.7. Avaliação da possibilidade de rotura do solo, P_7

Tabela A2.20. Avaliação final do parâmetro P_7

100

A2.3.8. Factor de correcção, α

Tabela A2.21. Avaliação do factor de correcção α

	Sismo Afastado	Sismo Próximo
I	1.00	
A_0	0.15	0.17
t	1.00	
n	0.30	
α	1.23	

A2.3.9. Factor de correcção, β **Tabela A2.22.** Avaliação do factor de correcção β

	w_i	P_i
P_1	4	13
P_2	1	70
P_3	3	3
P_4	2	100
P_5	1	100
P_6	3	180
P_7	2	200

Anexo 3

Edifício de Habitação e Comércio 3

A3.1. Tabelas de Cálculo

A3.1.1. Avaliação do parâmetro básico, P_1

Tabela A3.1. Definições básicas

L_x (m)	50.00
L_y (m)	18.00
A_p (m ²)	900.00
I_{px} (m ⁴)	187500.00
I_{py} (m ⁴)	24300.00

Tabela A3.2. Rigidez efectiva resultante do Piso -1

Piso -1							
A_c (m ²)	11.76	A_c (m ²)	11.760	I_{cx} (m ⁴)	0.48020	I_{cy} (m ⁴)	0.48020
A_c (m ²)	4.48	A_c (m ²)	4.480	I_{cx} (m ⁴)	0.18293	I_{cy} (m ⁴)	0.23893
A_c (m ²)	0.60	A_c (m ²)	0.600	I_{cx} (m ⁴)	0.01250	I_{cy} (m ⁴)	0.00450
A_c (m ²)	0.773	A_c (m ²)	0.773	I_{cx} (m ⁴)	0.01433	I_{cy} (m ⁴)	0.01433
A_{sx} (m ²)	9.00	A_{sy} (m ²)	6.00	I_{sx} (m ⁴)	675.0000	I_{sy} (m ⁴)	200.000
A_{mx} (m ²)	0.00	A_{my} (m ²)	0.00	I_{mx} (m ⁴)	0.00	I_{my} (m ⁴)	0.00
$A_{ef,x}$	26.613	$A_{ef,y}$	23.613	$I_{ef,x}$	675.690	$I_{ef,y}$	200.738
C_{Ax}	5913.90	C_{Ay}	5247.23	C_{lx}	720.74	C_{ly}	1652.16
$C_{A,ef}$	6437.48			$C_{I,ef}$	1347.87		

Tabela A3.3. Rigidez efectiva resultante do R/C.

R/C							
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	15.68	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	15.680	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.60025	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.60025
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.773	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.773	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.01433	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.01433
$A_{sx} \text{ (m}^2\text{)}$	2.72	$A_{sy} \text{ (m}^2\text{)}$	0.00	$I_{sx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.6551	$I_{sy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.000
$A_{mx} \text{ (m}^2\text{)}$	15.00	$A_{my} \text{ (m}^2\text{)}$	18.90	$I_{mx} \text{ (m}^4\text{)}$	3125.00	$I_{my} \text{ (m}^4\text{)}$	6251.18
$A_{ef,x}$	20.373	$A_{ef,y}$	17.965	$I_{ef,x}$	251.270	$I_{ef,y}$	500.709
C_{Ax}	4527.23	C_{Ay}	3992.12	C_{Ix}	268.02	C_{Iy}	4121.06
$C_{A,ef}$	4910.51			$C_{I,ef}$	2924.73		

Tabela A3.4. Rigidez efectiva resultante do Piso 1.

Piso 1							
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	15.68	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	15.680	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.60025	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.60025
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.773	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.773	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.01433	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.01433
$A_{sx} \text{ (m}^2\text{)}$	2.72	$A_{sy} \text{ (m}^2\text{)}$	0.00	$I_{sx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.6551	$I_{sy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.000
$A_{mx} \text{ (m}^2\text{)}$	24.00	$A_{my} \text{ (m}^2\text{)}$	33.90	$I_{mx} \text{ (m}^4\text{)}$	12800.00	$I_{my} \text{ (m}^4\text{)}$	39022.40
$A_{ef,x}$	21.093	$A_{ef,y}$	19.165	$I_{ef,x}$	1025.270	$I_{ef,y}$	3122.407
C_{Ax}	4687.23	C_{Ay}	4258.79	C_{Ix}	1093.62	C_{Iy}	25698.82
$C_{A,ef}$	5173.44			$C_{I,ef}$	18200.42		

Tabela A3.5. Rigidez efectiva resultante dos Pisos 2 e 3.

Pisos 2 e 3							
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	4.900	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	4.900	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.10208	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.20008
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	8.820	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	8.820	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.36015	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.36015
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.773	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.773	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.01433	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.01433
$A_{sx} \text{ (m}^2\text{)}$	2.72	$A_{sy} \text{ (m}^2\text{)}$	0.00	$I_{sx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.6551	$I_{sy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.000
$A_{mx} \text{ (m}^2\text{)}$	24.00	$A_{my} \text{ (m}^2\text{)}$	33.90	$I_{mx} \text{ (m}^4\text{)}$	12800.00	$I_{my} \text{ (m}^4\text{)}$	39022.40
$A_{ef,x}$	19.133	$A_{ef,y}$	17.205	$I_{ef,x}$	1025.132	$I_{ef,y}$	3122.367
C_{Ax}	4251.68	C_{Ay}	3823.23	C_{Ix}	1093.47	C_{Iy}	25698.49
$C_{A,ef}$	4664.25			$C_{I,ef}$	18200.18		

Tabela A3.6. Rigidez efetiva resultante dos Pisos 4 a 7.

Pisos 4 a 7							
A_c (m ²)	1.680	A_c (m ²)	1.680	I_{cx} (m ⁴)	0.10208	I_{cy} (m ⁴)	0.20008
A_c (m ²)	8.400	A_c (m ²)	8.400	I_{cx} (m ⁴)	0.36015	I_{cy} (m ⁴)	0.36015
A_c (m ²)	0.579	A_c (m ²)	0.579	I_{cx} (m ⁴)	0.00807	I_{cy} (m ⁴)	0.00807
A_{sx} (m ²)	2.72	A_{sy} (m ²)	0.00	I_{sx} (m ⁴)	0.6551	I_{sy} (m ⁴)	0.000
A_{mx} (m ²)	24.00	A_{my} (m ²)	33.90	I_{mx} (m ⁴)	12800.00	I_{my} (m ⁴)	39022.40
$A_{ef,x}$	15.299	$A_{ef,y}$	13.371	$I_{ef,x}$	1025.125	$I_{ef,y}$	3122.360
C_{Ax}	3399.87	C_{Ay}	2971.42	C_{Ix}	1093.47	C_{Iy}	25698.44
$C_{A,ef}$	3668.94			$C_{I,ef}$	18200.14		

Tabela A3.7. Rigidez efetiva resultante dos Pisos 8 a 12.

Pisos 8 a 12							
A_c (m ²)	2.520	A_c (m ²)	2.520	I_{cx} (m ⁴)	0.10208	I_{cy} (m ⁴)	0.20008
A_c (m ²)	7.000	A_c (m ²)	7.000	I_{cx} (m ⁴)	0.36015	I_{cy} (m ⁴)	0.36015
A_c (m ²)	0.386	A_c (m ²)	0.386	I_{cx} (m ⁴)	0.00410	I_{cy} (m ⁴)	0.00410
A_{sx} (m ²)	2.72	A_{sy} (m ²)	0.00	I_{sx} (m ⁴)	0.6551	I_{sy} (m ⁴)	0.000
A_{mx} (m ²)	24.00	A_{my} (m ²)	33.90	I_{mx} (m ⁴)	12800.00	I_{my} (m ⁴)	39022.40
$A_{ef,x}$	14.546	$A_{ef,y}$	12.618	$I_{ef,x}$	1025.121	$I_{ef,y}$	3122.356
C_{Ax}	3232.51	C_{Ay}	2804.06	C_{Ix}	1093.46	C_{Iy}	25698.41
$C_{A,ef}$	3473.49			$C_{I,ef}$	18200.12		

Tabela A3.8. Rigidez efectiva resultante dos Pisos 8 a 12.

Piso 13							
$A_c (m^2)$	1.620	$A_c (m^2)$	1.620	$I_{cx} (m^4)$	0.10208	$I_{cy} (m^4)$	0.20008
$A_c (m^2)$	0.630	$A_c (m^2)$	0.630	$I_{cx} (m^4)$	0.36015	$I_{cy} (m^4)$	0.36015
$A_c (m^2)$	2.800	$A_c (m^2)$	2.800	$I_{cx} (m^4)$	0.05833	$I_{cy} (m^4)$	0.11433
$A_c (m^2)$	0.386	$A_c (m^2)$	0.386	$I_{cx} (m^4)$	0.00410	$I_{cy} (m^4)$	0.00410
$A_{sx} (m^2)$	2.72	$A_{sy} (m^2)$	0.00	$I_{sx} (m^4)$	0.6551	$I_{sy} (m^4)$	0.000
$A_{mx} (m^2)$	24.00	$A_{my} (m^2)$	33.90	$I_{mx} (m^4)$	12800.00	$I_{my} (m^4)$	39022.40
$A_{ef,x}$	10.076	$A_{ef,y}$	8.148	$I_{ef,x}$	1025.180	$I_{ef,y}$	3122.471
C_{Ax}	2239.17	C_{Ay}	1810.73	C_{Ix}	1093.53	C_{Iy}	25699.35
$C_{A,ef}$	2315.05			$C_{I,ef}$	18200.78		

Tabela A3.9. Ajuste para a altura total, h_0

H (m)	45.7
h_0	543.226

Tabela A3.10. Factores de correcção da irregularidade, f_i

f_c (Mpa)	25.0
-------------	------

	Piso -1	R/C	Piso 1	Pisos 2 e 3	Pisos 4 a 7	Pisos 8 a 12	Piso 13
$I_x (m^4)$	0.01725	0.01707	0.01707	0.01324	0.01306	0.01295	0.01590
$I_y (m^4)$	0.01845	0.01707	0.01707	0.01596	0.01579	0.01568	0.02057
$I_b (m^4)$	0.00540	0.00540	0.00540	0.00540	0.00540	0.00228	0.00228

Espaçamento armadura transversal (cm)	20
---------------------------------------	----

<i>Irregularidade de torção</i>	f_1	0.98
<i>Descontinuidade de pisos</i>	f_2	0.97
<i>Descontinuidade dos elementos verticais</i>	f_3	1.00
<i>Distribuição de massa</i>	f_4	1.00
<i>Corrosão</i>	f_5	0.96
<i>Elementos de fachada pesados</i>	f_6	1.00
<i>Pisos intermédios (Mezzanine)</i>	f_7	1.00
<i>Níveis de pisos desiguais</i>	f_8	1.00
<i>Qualidade do betão</i>	f_9	1.12
		Piso -1 1.00
		R/C 1.00
		Piso 1 1.00
<i>Critério de pilar forte</i>	f_{10}	Pisos 2 e 3 1.00
		Pisos 4 a 7 1.00
		Pisos 8 a 12 1.00
		Piso 13 1.00
<i>Espaçamento da armadura transversal</i>	f_{11}	0.93
<i>Tipo de solo</i>	f_{12}	0.95
<i>Tipo de fundações</i>	f_{13}	0.90
<i>Profundidade das fundações</i>	f_{14}	1.00

Tabela A3.11. Avaliação final do parâmetro P_1

Piso -1	12
R/C	12
Piso 1	35
Piso 2 e 3	34
Piso 4 a 7	33
Piso 8 a 12	32
Piso 13	31

A3.1.2. Avaliação do mecanismo tipo pilar curto, P_2

Tabela A3.12. Avaliação final do parâmetro P_2

70

A3.1.3. Avaliação do piso crítico, P_3 **Tabela A3.13.** Cálculo dos valores de r_a e r_f

$h_{R/C}$ (m)	3.50
$h_{1 a 13}$ (m)	2.80

R/C			
$r_{a,x}$	0.97	$r_{a,y}$	0.94
$r_{r,x}$	0.25	$r_{r,y}$	0.16

Piso 1			
$r_{a,x}$	1.00	$r_{a,y}$	1.00
$r_{r,x}$	1.00	$r_{r,y}$	1.00

Piso 2			
$r_{a,x}$	1.00	$r_{a,y}$	1.00
$r_{r,x}$	1.00	$r_{r,y}$	1.00

Piso 3			
$r_{a,x}$	1.00	$r_{a,y}$	1.00
$r_{r,x}$	1.00	$r_{r,y}$	1.00

Piso 4 a 6			
$r_{a,x}$	1.00	$r_{a,y}$	1.00
$r_{r,x}$	1.00	$r_{r,y}$	1.00

Piso 7			
$r_{a,x}$	1.00	$r_{a,y}$	1.00
$r_{r,x}$	1.00	$r_{r,y}$	1.00

Piso 8 a 11			
$r_{a,x}$	1.00	$r_{a,y}$	1.00
$r_{r,x}$	1.00	$r_{r,y}$	1.00

Piso 12			
$r_{a,x}$	1.00	$r_{a,y}$	1.00
$r_{r,x}$	1.00	$r_{r,y}$	1.00

Tabela A3.14. Avaliação final do parâmetro P_3

	x	y
R/C	28	21
Piso 1	100	100
Piso 2	100	100
Piso 3	100	100
Piso 4 a 6	100	100
Piso 7	100	100
Piso 8 a 11	100	100
Piso 12	100	100

A3.1.4. Avaliação de descontinuidades estruturais, P_4 **Tabela A3.15.** Avaliação final do parâmetro P_4

90

A3.1.5. Avaliação do efeito de *pounding*, P_5 **Tabela A3.16.** Avaliação final do parâmetro P_5

70

A3.1.6. Avaliação do potencial de liquefacção do solo, P_6 **Tabela A3.17.** Avaliação final do parâmetro P_6

60

A3.1.7. Avaliação da possibilidade de rotura do solo, P_7 **Tabela A3.18.** Avaliação final do parâmetro P_7

35

A3.1.8. Factor de correcção, α **Tabela A3.19.** Avaliação do factor de correcção α

	Sismo Afastado	Sismo Próximo
I		1.00
A_0	0.05	0.08
t		1.00
n		0.30
α	1.32	

A3.1.9. Factor de correcção, β **Tabela A3.20.** Avaliação do factor de correcção β

	w_i	P_i
P_1	4	47
P_2	1	70
P_3	3	64
P_4	2	180
P_5	1	70
P_6	3	180
P_7	2	70

Anexo 4

Edifício Multifamiliar 3

A4.1. Plantas de Arquitectura

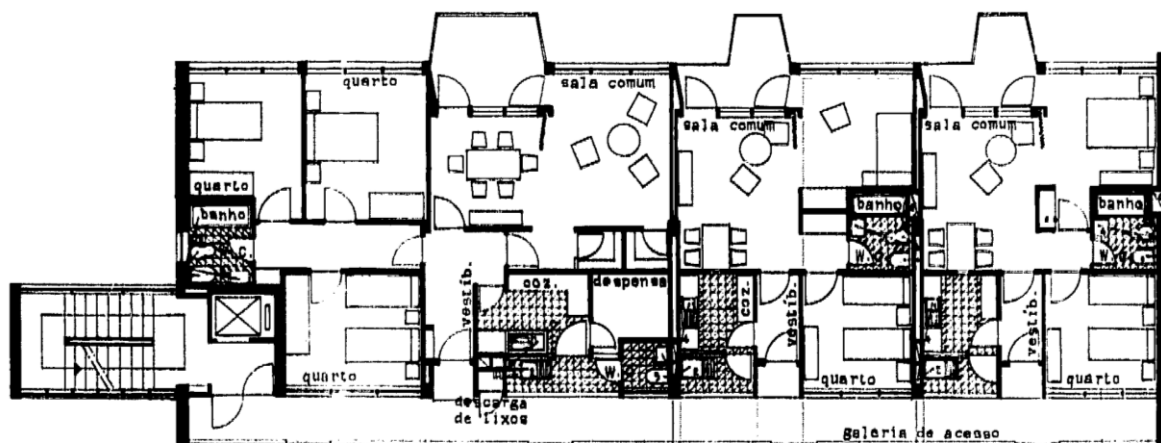


Figura A4.1. Planta de arquitectura do piso tipo (R/C ao Piso 4).

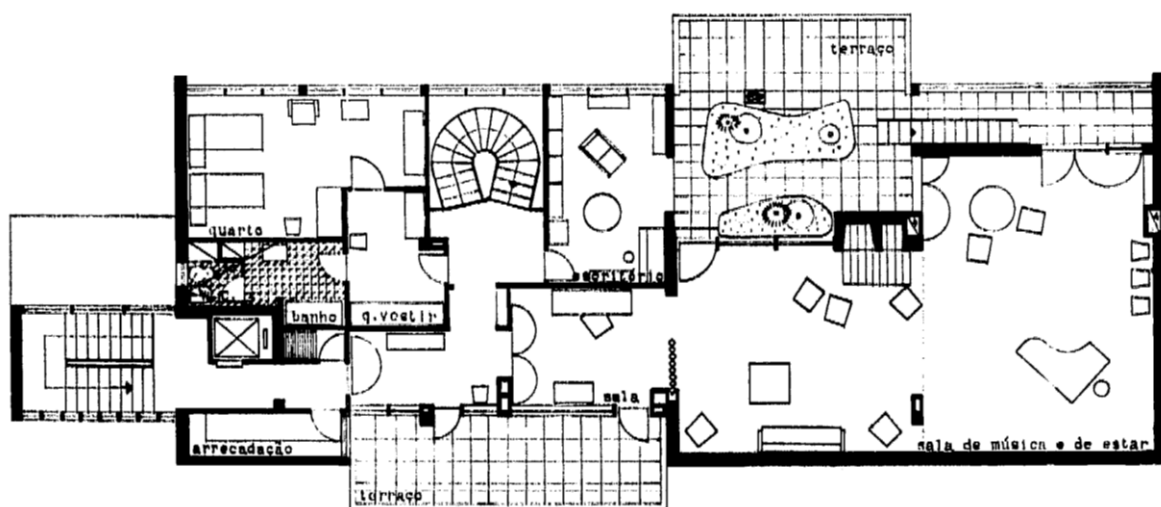


Figura A4.2. Planta de arquitectura do Piso 5.

A4.2. Plantas Estruturais

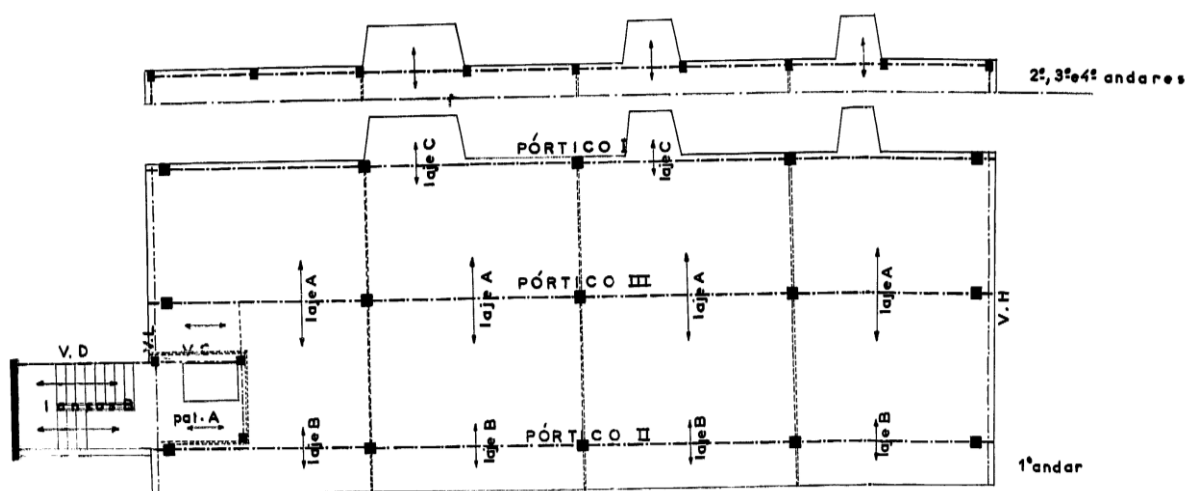


Figura A4.3. Planta estrutural do R/C ao Piso 3

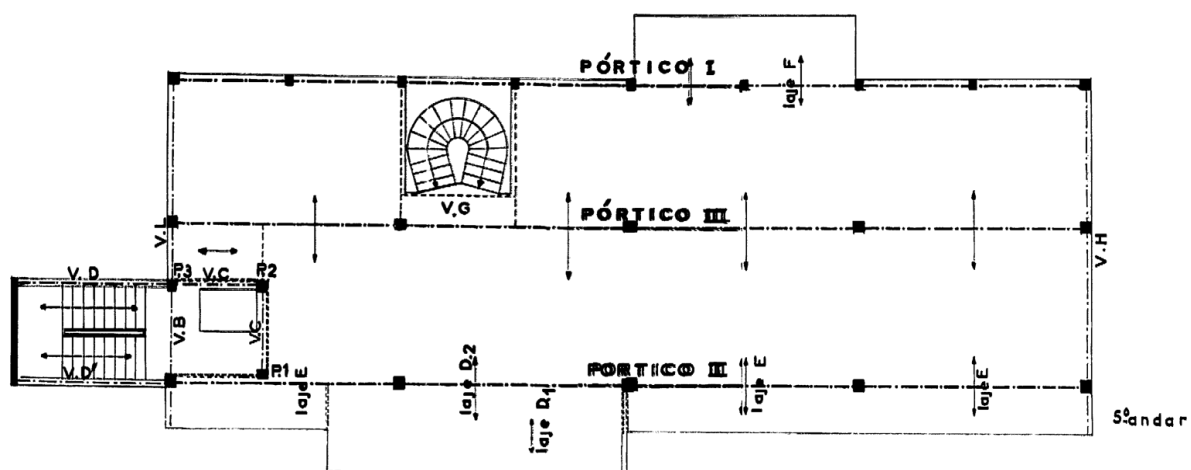


Figura A4.4. Planta estrutural do Piso 4

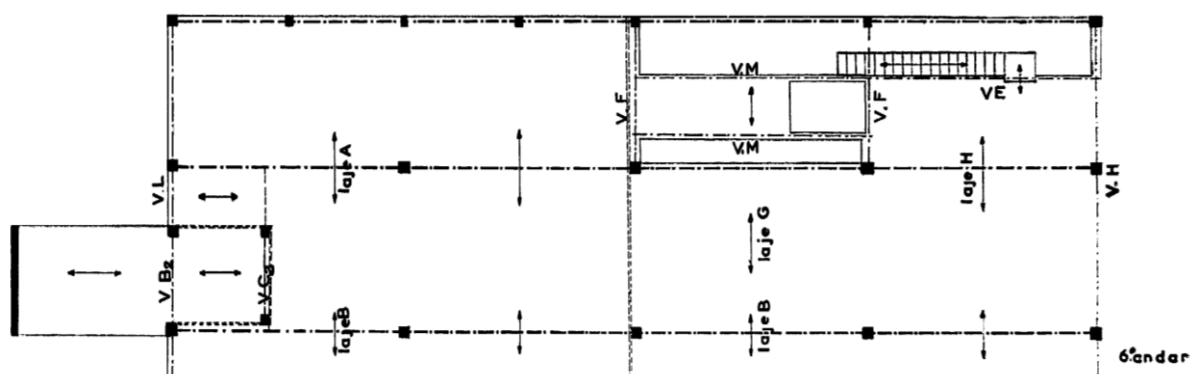


Figura A4.5. Planta estrutural do Piso 5.

A4.3. Tabelas de Cálculo

A4.3.1. Avaliação do parâmetro básico, P_1

Tabela A4.1. Definições básicas

L_x (m)	26.00
L_y (m)	8.40
A_p (m ²)	218.40
I_{px} (m ⁴)	12303.20
I_{py} (m ⁴)	1284.19

Tabela A4.2. Rigidez efectiva resultante do R/C.

R/C							
$A_c (m^2)$	0,100	$A_c (m^2)$	0,100	$I_{cx} (m^4)$	0,00033	$I_{cy} (m^4)$	0,00052
$A_c (m^2)$	0,613	$A_c (m^2)$	0,613	$I_{cx} (m^4)$	0,00625	$I_{cy} (m^4)$	0,00625
$A_c (m^2)$	1,760	$A_c (m^2)$	1,760	$I_{cx} (m^4)$	0,02347	$I_{cy} (m^4)$	0,02347
$A_{sx} (m^2)$	0,75	$A_{sy} (m^2)$	1,05	$I_{sx} (m^4)$	0,3906	$I_{sy} (m^4)$	1,0719
$A_{mx} (m^2)$	4,80	$A_{my} (m^2)$	6,75	$I_{mx} (m^4)$	102,4000	$I_{my} (m^4)$	284,766
$A_{ef,x}$	3,607	$A_{ef,y}$	4,063	$I_{ef,x}$	8,613	$I_{ef,y}$	23,883
C_{Ax}	3302,66	C_{Ay}	3720,24	C_{Ix}	140,01	C_{Iy}	3719,59
$C_{A,ef}$	4050,88			$C_{I,ef}$	2633,39		

Tabela A4.3. Rigidez efectiva resultante do Piso 1.

Piso 1							
$A_c (m^2)$	0,600	$A_c (m^2)$	0,600	$I_{cx} (m^4)$	0,05750	$I_{cy} (m^4)$	0,00313
$A_c (m^2)$	0,420	$A_c (m^2)$	0,420	$I_{cx} (m^4)$	0,00560	$I_{cy} (m^4)$	0,00429
$A_c (m^2)$	1,120	$A_c (m^2)$	1,120	$I_{cx} (m^4)$	0,01493	$I_{cy} (m^4)$	0,01493
$A_{sx} (m^2)$	0,75	$A_{sy} (m^2)$	1,05	$I_{sx} (m^4)$	0,3906	$I_{sy} (m^4)$	1,0719
$A_{mx} (m^2)$	4,80	$A_{my} (m^2)$	6,75	$I_{mx} (m^4)$	102,4000	$I_{my} (m^4)$	284,766
$A_{ef,x}$	3,274	$A_{ef,y}$	3,730	$I_{ef,x}$	8,661	$I_{ef,y}$	23,875
C_{Ax}	2998,17	C_{Ay}	3415,75	C_{Ix}	140,79	C_{Iy}	3718,36
$C_{A,ef}$	3695,15			$C_{I,ef}$	2632,56		

Tabela A4.4. Rigidez efectiva resultante dos Pisos 2 a 4.

Pisos 2 a 4							
$A_c (m^2)$	0,600	$A_c (m^2)$	0,600	$I_{cx} (m^4)$	0,00200	$I_{cy} (m^4)$	0,00313
$A_c (m^2)$	1,225	$A_c (m^2)$	1,225	$I_{cx} (m^4)$	0,01251	$I_{cy} (m^4)$	0,01251
$A_{sx} (m^2)$	0,75	$A_{sy} (m^2)$	1,05	$I_{sx} (m^4)$	0,3906	$I_{sy} (m^4)$	1,0719
$A_{mx} (m^2)$	4,80	$A_{my} (m^2)$	6,75	$I_{mx} (m^4)$	102,4000	$I_{my} (m^4)$	284,766
$A_{ef,x}$	2,959	$A_{ef,y}$	3,415	$I_{ef,x}$	8,597	$I_{ef,y}$	23,869
C_{Ax}	2709,71	C_{Ay}	3127,29	C_{Ix}	139,75	C_{Iy}	3717,32
C_{Ar}	3358,27			C_{Ir}	2631,77		

Tabela A4.5. Rigidez efectiva resultante do Piso 5.

Piso 5							
$A_c (m^2)$	0,500	$A_c (m^2)$	0,500	$I_{cx} (m^4)$	0,00167	$I_{cy} (m^4)$	0,00260
$A_c (m^2)$	1,225	$A_c (m^2)$	1,225	$I_{cx} (m^4)$	0,01251	$I_{cy} (m^4)$	0,01251
$A_{sx} (m^2)$	0,75	$A_{sy} (m^2)$	1,05	$I_{sx} (m^4)$	0,3906	$I_{sy} (m^4)$	1,0719
$A_{mx} (m^2)$	6,30	$A_{my} (m^2)$	6,66	$I_{mx} (m^4)$	231,5250	$I_{my} (m^4)$	273,5262
$A_{ef,x}$	2,979	$A_{ef,y}$	3,308	$I_{ef,x}$	18,927	$I_{ef,y}$	22,969
C_{Ax}	2728,02	C_{Ay}	3029,12	C_{Ix}	307,67	C_{Iy}	3577,20
$C_{A,ef}$	3326,02			$C_{I,ef}$	2545,69		

Tabela A4.6. Ajuste para a altura total, h_0

H (m)	18
h_0	505

Tabela A4.7. Factores de correcção da irregularidade, f_i

f_c (Mpa)	20,0			
	R/C	Piso 1	Piso 2 a 4	Piso 5
I_x (m ⁴)	0,00167	0,00355	0,00066	0,00071
I_y (m ⁴)	0,00168	0,00102	0,00071	0,00076
I_b (m ⁴)	0,00187	0,00187	0,00160	0,00089
Espaçamento armadura transversal (cm)				10

<i>Irregularidade de torção</i>	f_1	0,92
<i>Descontinuidade de pisos</i>	f_2	0,98
<i>Descontinuidade dos elementos verticais</i>	f_3	0,97
<i>Distribuição de massa</i>	f_4	0,94
<i>Corrosão</i>	f_5	0,97
<i>Elementos de fachada pesados</i>	f_6	1,00
<i>Pisos intermédios (Mezzanine)</i>	f_7	1,00
<i>Níveis de pisos desiguais</i>	f_8	1,00
<i>Qualidade do betão</i>	f_9	1,00
	R/C	0,99
	Piso 1	1,00
<i>Critério de pilar forte</i>	f_{10}	Pisos 2 a 4 0,92
		Piso 5 0,98
<i>Espaçamento da armadura transversal</i>	f_{11}	1,00
<i>Tipo de solo</i>	f_{12}	1,00
<i>Tipo de fundações</i>	f_{13}	0,90
<i>Profundidade das fundações</i>	f_{14}	0,95

Tabela A4.8. Avaliação final do parâmetro P_1

	–
R/C	9
Piso 1	9
Pisos 2 a 4	7
Piso 5	8

A4.3.2. Avaliação do mecanismo tipo pilar-curto, P_2

Tabela A4.9. Avaliação final do parâmetro P_2

70

A4.3.3. Avaliação do piso crítico, P_3

Tabela A4.10. Cálculo dos valores de r_a e r_f

$h_{R/C}$ (m)	4.00
h_1 (m)	2.80
h_2 (m)	2.80
h_3 (m)	2.80
h_4 (m)	2.80
h_5 (m)	2.80

R/C			
$r_{a,x}$	1,00	$r_{a,y}$	1,00
$r_{r,x}$	0,99	$r_{r,y}$	1,00

Piso 1			
$r_{a,x}$	1,00	$r_{a,y}$	1,00
$r_{r,x}$	1,00	$r_{r,y}$	1,00

Pisos 2 e 3			
$r_{a,x}$	1,00	$r_{a,y}$	1,00
$r_{r,x}$	1,00	$r_{r,y}$	1,00

Piso 4			
$r_{a,x}$	0,99	$r_{a,y}$	1,00
$r_{r,x}$	0,45	$r_{r,y}$	1,00

Tabela A4.11. Avaliação final do parâmetro P_3

	x	y
R/C	52	53
Piso 1	100	100
Pisos 2 e 3	100	100
Piso 4	62	100

A4.3.4. Avaliação de descontinuidades estruturais, P_4 **Tabela A4.12.** Avaliação final do parâmetro P_4

90

A4.3.5. Avaliação do efeito de *pounding*, P_5 **Tabela A4.13.** Avaliação final do parâmetro P_5

100

A4.3.6. Avaliação da liquefacção do solo, P_6 **Tabela A4.14.** Avaliação final do parâmetro P_6

60

A4.3.7. Avaliação da rotura do solo, P_7 **Tabela A4.15.** Avaliação final do parâmetro P_7

100

A4.3.8. Factor de correcção,**Tabela A4.16.** Avaliação do factor de correcção

	Sismo Afastado	Sismo Próximo
I	1.00	
A_0	0.05	0.08
t	1.00	
n	0.30	
α	1.32	

A4.3.9. Factor de correcção,

Tabela A4.17. Avaliação do factor de correcção

	w_i	P_i
P_1	4	30
P_2	1	70
P_3	3	157
P_4	2	180
P_5	1	100
P_6	3	180
P_7	2	200

Tabela A4.18. Resultado final da avaliação da vulnerabilidade sísmica.

<i>Resultado Final</i>
10

Anexo 5

Edifício Multifamiliar 4

A5.1. Plantas de Arquitectura

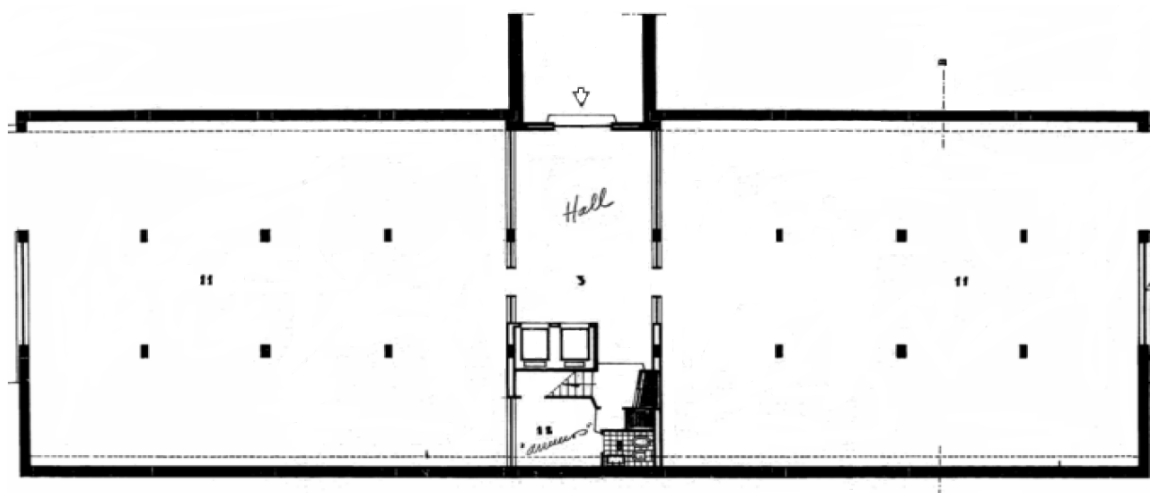


Figura A5.1. Planta de arquitectura da cave.

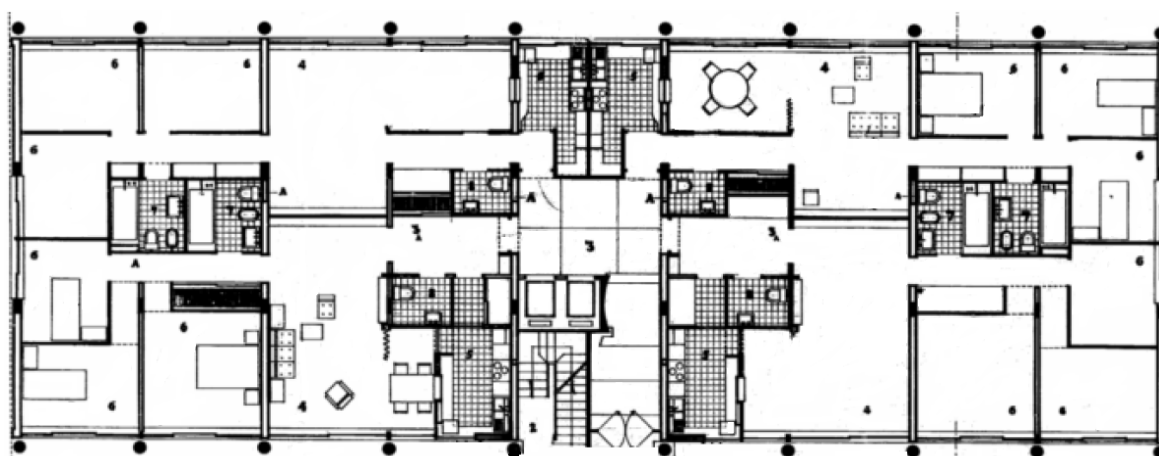


Figura A5.2. Planta de arquitectura do R/C.



Figura A5.3. Planta de arquitectura do Piso 1 ao Piso 5.

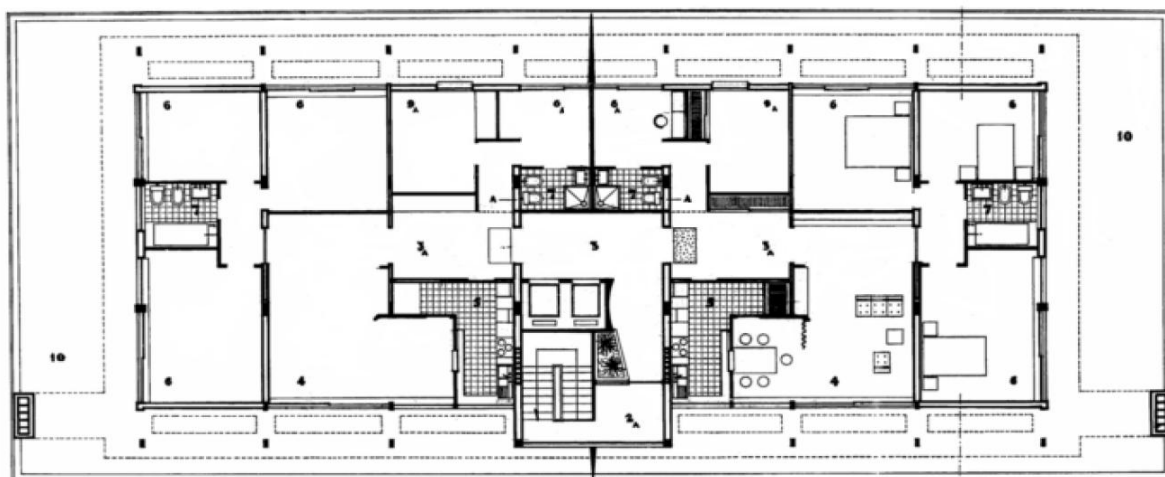


Figura A5.4. Planta de arquitectura do Piso 6.

A5.2. Plantas Estruturais

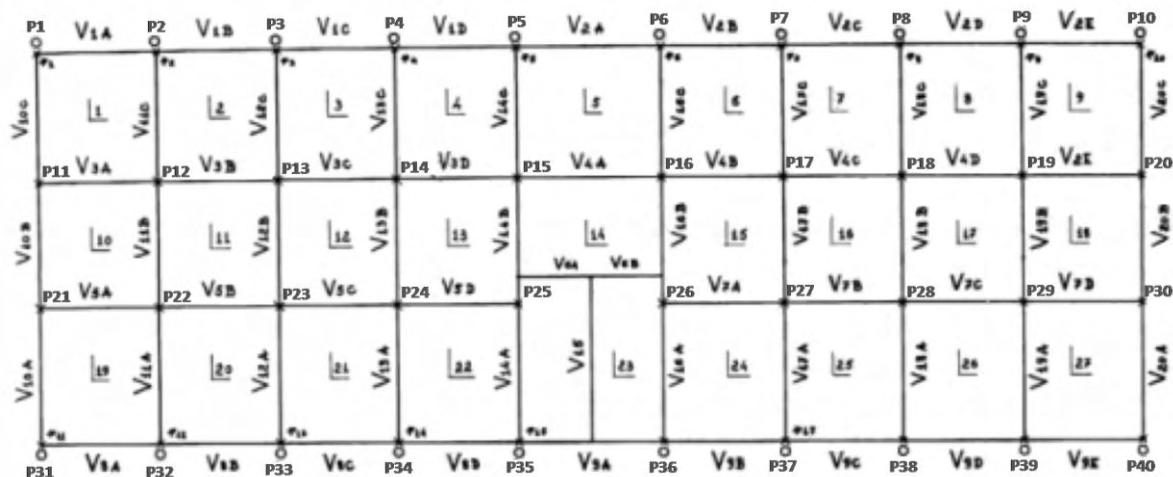


Figura A5.5. Planta estrutural da cave.

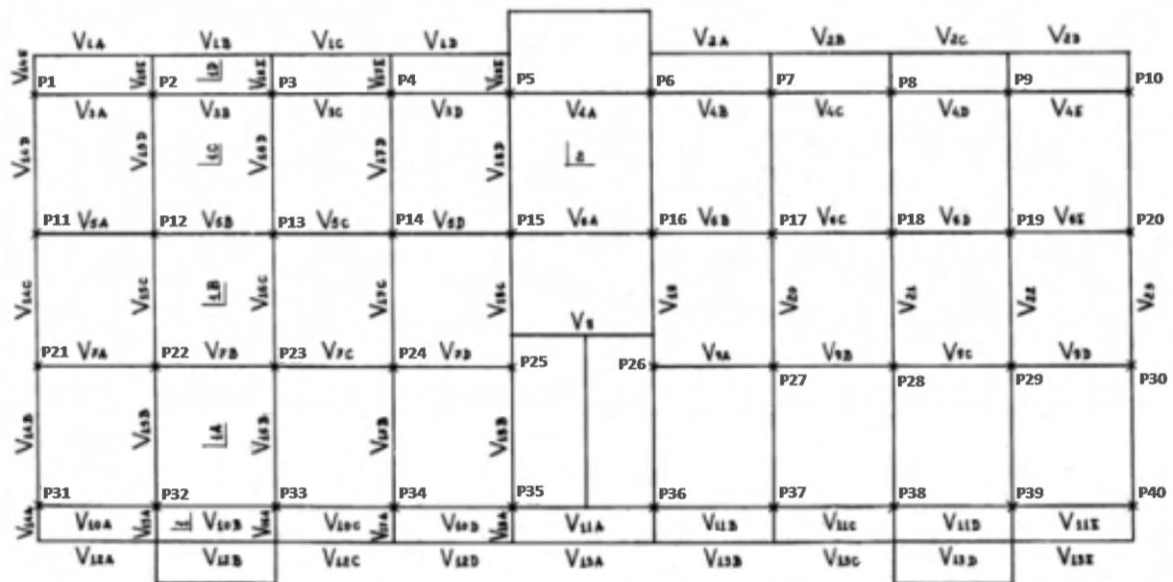


Figura A5.6. Planta estrutural do R/C.

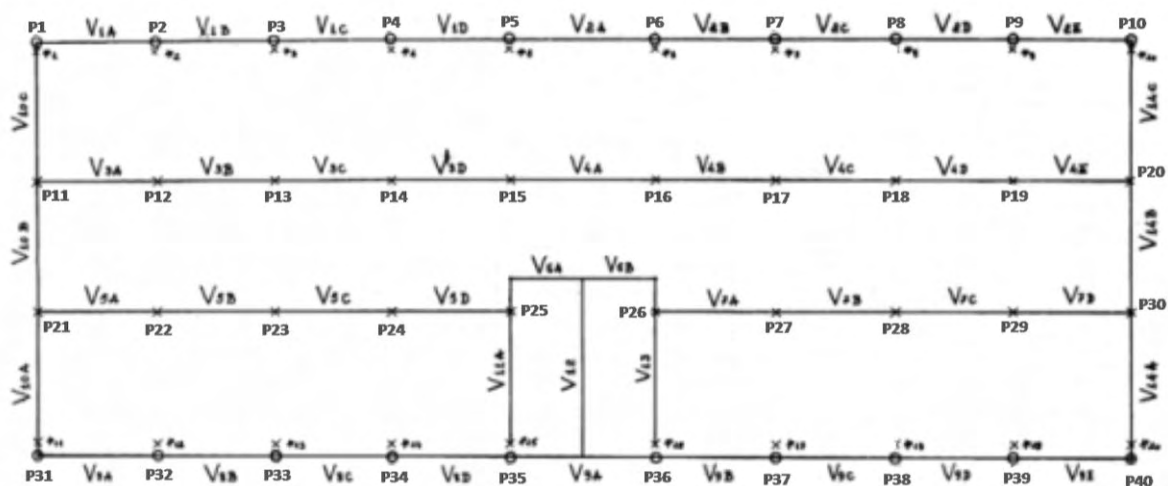


Figura A5.7. Planta estrutural do sub-tecto do R/C.

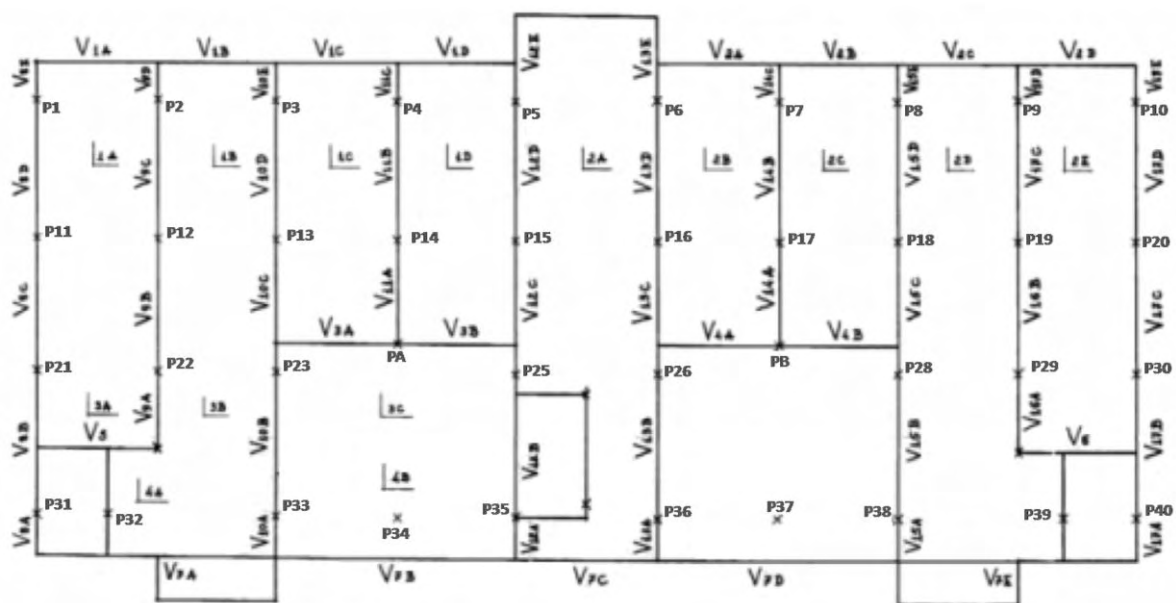


Figura A5.8. Planta estrutural do piso tipo.

A5.3. Tabelas de Cálculo

A5.3.1. Avaliação do parâmetro básico, P_1

Tabela A5.1. Definições básicas

L_x (m)	37.22
L_y (m)	16.35
A_p (m ²)	608.55
I_{px} (m ⁴)	70253.12
I_{py} (m ⁴)	13556.53

Tabela A5.2. Rigidez efectiva resultante do Piso -1.

Piso -1							
A_c (m ²)	0.400	A_c (m ²)	0.400	I_{cx} (m ⁴)	0.00133	I_{cy} (m ⁴)	0.00833
A_c (m ²)	0.240	A_c (m ²)	0.240	I_{cx} (m ⁴)	0.00080	I_{cy} (m ⁴)	0.00720
A_c (m ²)	0.720	A_c (m ²)	0.720	I_{cx} (m ⁴)	0.00540	I_{cy} (m ⁴)	0.02160
A_c (m ²)	1.250	A_c (m ²)	1.250	I_{cx} (m ⁴)	0.00651	I_{cy} (m ⁴)	0.00651
A_c (m ²)	4.752	A_c (m ²)	4.752	I_{cx} (m ⁴)	0.08984	I_{cy} (m ⁴)	0.08984
A_c (m ²)	0.270	A_c (m ²)	0.270	I_{cx} (m ⁴)	0.00203	I_{cy} (m ⁴)	0.00456
A_c (m ²)	0.120	A_c (m ²)	0.120	I_{cx} (m ⁴)	0.00040	I_{cy} (m ⁴)	0.00090
A_c (m ²)	0.280	A_c (m ²)	0.280	I_{cx} (m ⁴)	0.00093	I_{cy} (m ⁴)	0.01143
A_c (m ²)	0.340	A_c (m ²)	0.340	I_{cx} (m ⁴)	0.00113	I_{cy} (m ⁴)	0.02047
A_{sx} (m ²)	20.76	A_{sy} (m ²)	3.60	I_{sx} (m ⁴)	8284.35	I_{sy} (m ⁴)	43.20
A_{mx} (m ²)	0.00	A_{my} (m ²)	0.00	I_{mx} (m ⁴)	0.00000	I_{my} (m ⁴)	0.00
$A_{ef,x}$	29.132	$A_{ef,y}$	11.972	$I_{ef,x}$	8284.456	$I_{ef,y}$	43.371
C_{Ax}	9574.17	C_{Ay}	3934.51	C_{Ix}	23584.59	C_{Iy}	639.85
$C_{A,ef}$	7700.67			$C_{I,ef}$	16687.50		

Tabela A5.3. Rigidez efectiva resultante do R/C.

R/C							
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.400	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.400	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00133	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00833
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.240	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.240	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00080	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00720
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.720	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.720	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00540	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.02160
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	1.250	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	1.250	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00651	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00651
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	4.752	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	4.752	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.08984	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.08984
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.270	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.270	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00203	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00456
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.120	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.120	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00040	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00090
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.280	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.280	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00093	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.01143
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.340	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.340	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00113	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.02047
$A_{sx} \text{ (m}^2\text{)}$	0.00	$A_{sy} \text{ (m}^2\text{)}$	0.00	$I_{sx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00000	$I_{sy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00000
$A_{mx} \text{ (m}^2\text{)}$	12.80	$A_{my} \text{ (m}^2\text{)}$	13.60	$I_{mx} \text{ (m}^4\text{)}$	4369.07	$I_{my} \text{ (m}^4\text{)}$	5240.53
$A_{ef,x}$	9.396	$A_{ef,y}$	9.460	$I_{ef,x}$	349.634	$I_{ef,y}$	419.414
C_{Ax}	3087.90	C_{Ay}	3108.93	C_{Ix}	995.35	C_{Iy}	6187.63
$C_{A,ef}$	3623.30			$C_{I,ef}$	4472.73		

Tabela A5.4. Rigidez efectiva resultante dos Pisos 1 a 3.

Pisos 1 a 3							
$A_c (m^2)$	0.140	$A_c (m^2)$	0.140	$I_{cx} (m^4)$	0.00047	$I_{cy} (m^4)$	0.00143
$A_c (m^2)$	0.550	$A_c (m^2)$	0.550	$I_{cx} (m^4)$	0.00183	$I_{cy} (m^4)$	0.01386
$A_c (m^2)$	0.360	$A_c (m^2)$	0.360	$I_{cx} (m^4)$	0.00120	$I_{cy} (m^4)$	0.01080
$A_c (m^2)$	0.480	$A_c (m^2)$	0.480	$I_{cx} (m^4)$	0.00160	$I_{cy} (m^4)$	0.00640
$A_c (m^2)$	0.963	$A_c (m^2)$	0.963	$I_{cx} (m^4)$	0.00501	$I_{cy} (m^4)$	0.02426
$A_c (m^2)$	0.488	$A_c (m^2)$	0.488	$I_{cx} (m^4)$	0.00254	$I_{cy} (m^4)$	0.01716
$A_c (m^2)$	0.400	$A_c (m^2)$	0.400	$I_{cx} (m^4)$	0.00133	$I_{cy} (m^4)$	0.00833
$A_c (m^2)$	0.420	$A_c (m^2)$	0.420	$I_{cx} (m^4)$	0.00315	$I_{cy} (m^4)$	0.01715
$A_c (m^2)$	0.300	$A_c (m^2)$	0.300	$I_{cx} (m^4)$	0.00100	$I_{cy} (m^4)$	0.01406
$A_c (m^2)$	0.540	$A_c (m^2)$	0.540	$I_{cx} (m^4)$	0.00405	$I_{cy} (m^4)$	0.03645
$A_c (m^2)$	0.080	$A_c (m^2)$	0.080	$I_{cx} (m^4)$	0.00027	$I_{cy} (m^4)$	0.00027
$A_c (m^2)$	0.180	$A_c (m^2)$	0.180	$I_{cx} (m^4)$	0.00060	$I_{cy} (m^4)$	0.00304
$A_{sx} (m^2)$	0.00	$A_{sy} (m^2)$	0.00	$I_{sx} (m^4)$	0.00000	$I_{sy} (m^4)$	0.00000
$A_{mx} (m^2)$	13.00	$A_{my} (m^2)$	13.20	$I_{mx} (m^4)$	4577.08	$I_{my} (m^4)$	4791.60
$A_{ef,x}$	5.940	$A_{ef,y}$	5.956	$I_{ef,x}$	366.190	$I_{ef,y}$	383.481
C_{Ax}	1952.19	C_{Ay}	1957.45	C_{Ix}	1042.49	C_{Iy}	5657.51
$C_{A,ef}$	2287.23			$C_{I,ef}$	4116.94		

Tabela A5.5. Rigidez efectiva resultante dos Pisos 4 e 5.

Pisos 4 e 5							
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.440	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.440	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00147	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00147
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.210	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.210	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00070	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00214
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.600	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.600	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00200	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00450
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.600	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.600	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00200	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.01250
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.270	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.270	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00090	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00456
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.330	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.330	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00110	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00832
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.300	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.300	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00100	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.01406
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.340	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.340	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00113	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.02047
$A_{sx} \text{ (m}^2\text{)}$	0.00	$A_{sy} \text{ (m}^2\text{)}$	0.00	$I_{sx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00000	$I_{sy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00000
$A_{mx} \text{ (m}^2\text{)}$	13.00	$A_{my} \text{ (m}^2\text{)}$	13.20	$I_{mx} \text{ (m}^4\text{)}$	4577.08	$I_{my} \text{ (m}^4\text{)}$	4791.60
$A_{ef,x}$	4.130	$A_{ef,y}$	4.146	$I_{ef,x}$	366.177	$I_{ef,y}$	383.396
C_{Ax}	1357.33	C_{Ay}	1362.59	C_{Ix}	1042.45	C_{Iy}	5656.26
C_{Ar}	1590.96			C_{Ir}	4116.07		

Tabela A5.6. Rigidez efectiva resultante do Piso 6.

Piso 6							
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.560	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.560	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00187	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00187
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.600	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.600	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00200	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00313
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.280	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.280	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00093	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00286
$A_{sx} \text{ (m}^2\text{)}$	0.00	$A_{sy} \text{ (m}^2\text{)}$	0.00	$I_{sx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00000	$I_{sy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00000
$A_{mx} \text{ (m}^2\text{)}$	10.00	$A_{my} \text{ (m}^2\text{)}$	7.40	$I_{mx} \text{ (m}^4\text{)}$	2083.333	$I_{my} \text{ (m}^4\text{)}$	844.22
$A_{ef,x}$	2.240	$A_{ef,y}$	2.032	$I_{ef,x}$	166.671	$I_{ef,y}$	67.545
C_{Ax}	1600.00	C_{Ay}	1451.43	C_{Ix}	1822.21	C_{Iy}	5789.59
$C_{A,ef}$	1764.31			$C_{I,ef}$	4432.66		

Tabela A5.7. Ajuste para a altura total, h_0

H (m)	24
h_0	591.4

Tabela A5.8. Factores de correcção da irregularidade, f_i

f_c (Mpa)	20.0
-------------	------

	Piso -1	R/C	Pisos 1 a 3	Pisos 4 e 5	Piso 6
I_x (m ⁴)	0.00187	0.00187	0.00058	0.00026	0.00016
I_y (m ⁴)	0.00295	0.00295	0.00383	0.00170	0.00026
I_b (m ⁴)	0.00107	0.00429	0.00180	0.00572	0.00143

Espaçamento armadura transversal (cm)	25
---------------------------------------	----

<i>Irregularidade de torção</i>	f_1	0.96
<i>Descontinuidade de pisos</i>	f_2	0.98
<i>Descontinuidade dos elementos verticais</i>	f_3	0.90
<i>Distribuição de massa</i>	f_4	0.95
<i>Corrosão</i>	f_5	0.97
<i>Elementos de fachada pesados</i>	f_6	0.95
<i>Pisos intermédios (Mezzanine)</i>	f_7	1.00
<i>Níveis de pisos desiguais</i>	f_8	1.00
<i>Qualidade do betão</i>	f_9	1.00
		Piso -1 1.00
		R/C 0.94
<i>Critério de pilar forte</i>	f_{10}	Pisos 1 a 3 1.00
		Pisos 4 e 5 0.84
		Piso 6 0.83
<i>Espaçamento da armadura transversal</i>	f_{11}	0.88
<i>Tipo de solo</i>	f_{12}	1.00
<i>Tipo de fundações</i>	f_{13}	0.90
<i>Profundidade das fundações</i>	f_{14}	0.95

Tabela A5.9. Avaliação final do parâmetro P_1

Piso -1	23
R/C	7
Pisos 1 a 3	6
Pisos 4 e 5	5
Piso 6	5

A5.3.2. Avaliação do mecanismo tipo pilar-curto, P_2 **Tabela A5.10.** Avaliação final do parâmetro P_2

70

A5.3.3. Avaliação do piso crítico, P_3 **Tabela A5.11.** Cálculo dos valores de r_a e r_f

h_{-1} (m)	3.00
$h_{R/C}$ (m)	4.50
$h_{1 a 3}$ (m)	3.00
$h_{4 e 5}$ (m)	3.00
h_6 (m)	3.00

Piso -1			
$r_{a,x}$	1.00	$r_{a,y}$	1.00
$r_{r,x}$	1.00	$r_{r,y}$	0.10

R/C			
$r_{a,x}$	1.00	$r_{a,y}$	1.00
$r_{r,x}$	0.95	$r_{r,y}$	1.00

Pisos 1 e 2			
$r_{a,x}$	1.00	$r_{a,y}$	1.00
$r_{r,x}$	1.00	$r_{r,y}$	1.00

Piso 3			
$r_{a,x}$	1.00	$r_{a,y}$	1.00
$r_{r,x}$	1.00	$r_{r,y}$	1.00

Piso 4			
$r_{a,x}$	1.00	$r_{a,y}$	1.00
$r_{r,x}$	1.00	$r_{r,y}$	1.00

Piso 5			
$r_{a,x}$	1.00	$r_{a,y}$	1.00
$r_{r,x}$	1.00	$r_{r,y}$	1.00

Tabela A5.12. Avaliação final do parâmetro P_3

	x	y
Piso -1	207	53
R/C	47	48
Pisos 1 e 2	100	100
Piso 3	100	100
Pisos 4	100	100
Piso 5	100	100

A5.3.4. Avaliação de descontinuidades estruturais, P_4

Tabela A5.13. Avaliação final do parâmetro P_4

90

A5.3.5. Avaliação do efeito de *pounding*, P_5

Tabela A5.14. Avaliação final do parâmetro P_5

100

A5.3.6. Avaliação da liquefacção do solo, P_6

Tabela A5.15. Avaliação final do parâmetro P_6

60

A5.3.7. Avaliação da rotura do solo, P_7

Tabela A5.16. Avaliação final do parâmetro P_7

100

A5.3.8. Factor de correcção,

Tabela A5.17. Avaliação do factor de correcção

	Sismo Afastado	Sismo Próximo
I	1.00	
A_0	0.05	0.08
t	1.00	
n	0.30	
α	1.32	

A5.3.9. Factor de correcção,**Tabela A5.18.** Avaliação do factor de correcção

	w_i	P_i
P_1	4	18
P_2	1	70
P_3	3	141
P_4	2	180
P_5	1	100
P_6	3	180
P_7	2	200

Tabela A5.19. Resultado final da avaliação da vulnerabilidade sísmica.

<i>Resultado Final</i>
6

Anexo 6

Edifício Multifamiliar 5

A6.2. Plantas Estruturais

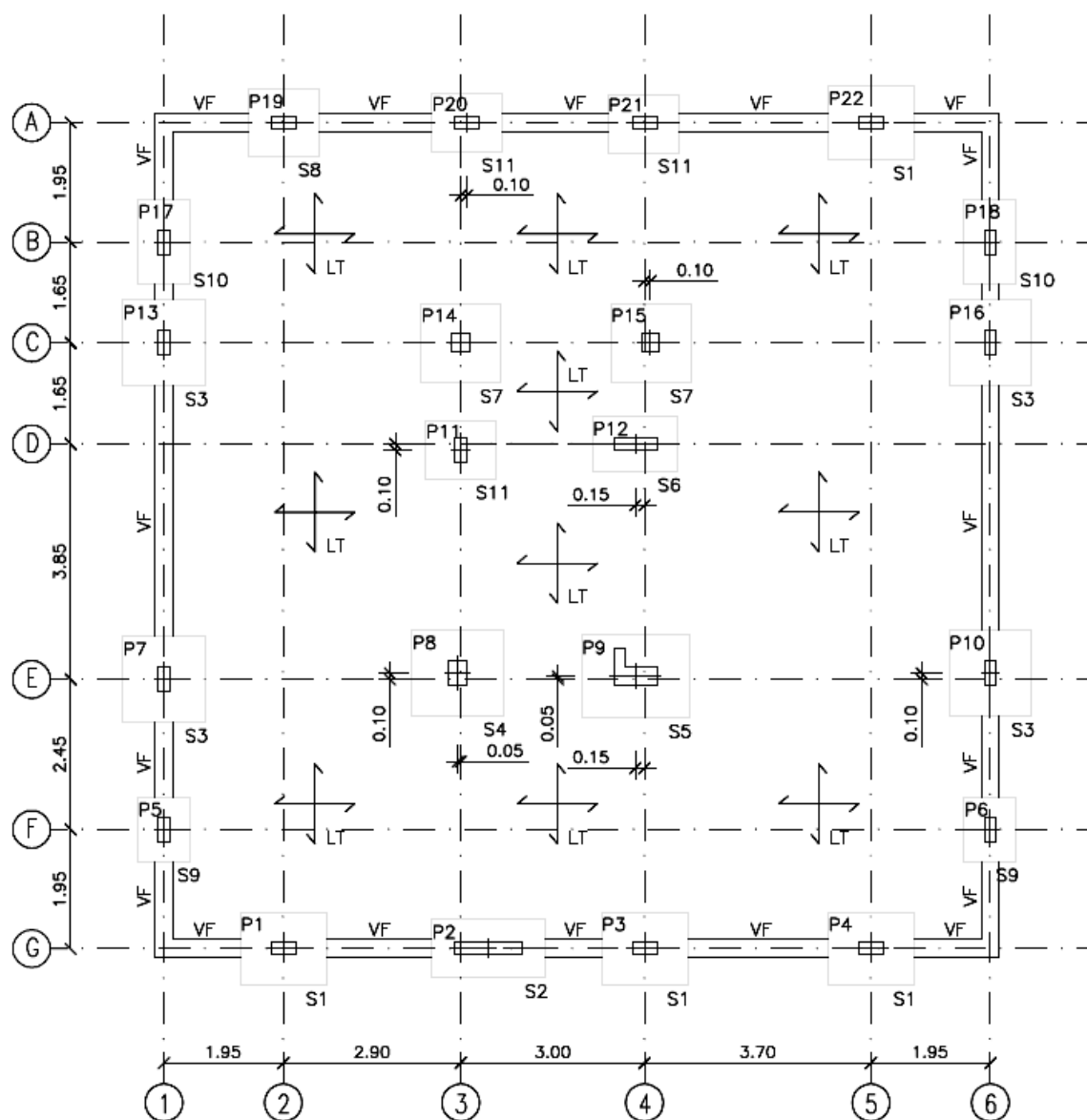


Figura A6.1. Planta estrutural do Piso -1.

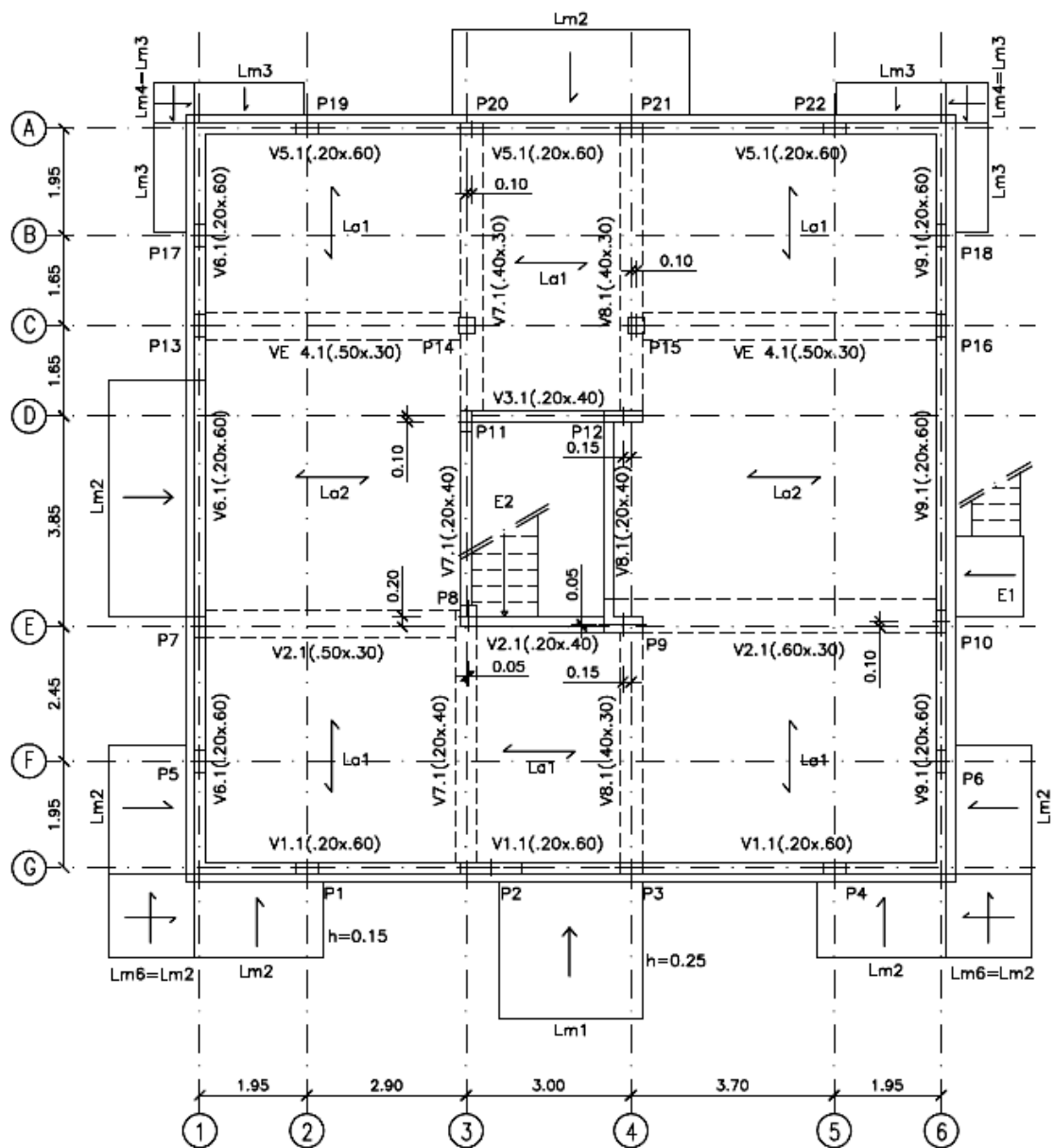


Figura A6.2. Planta estrutural do R/C.

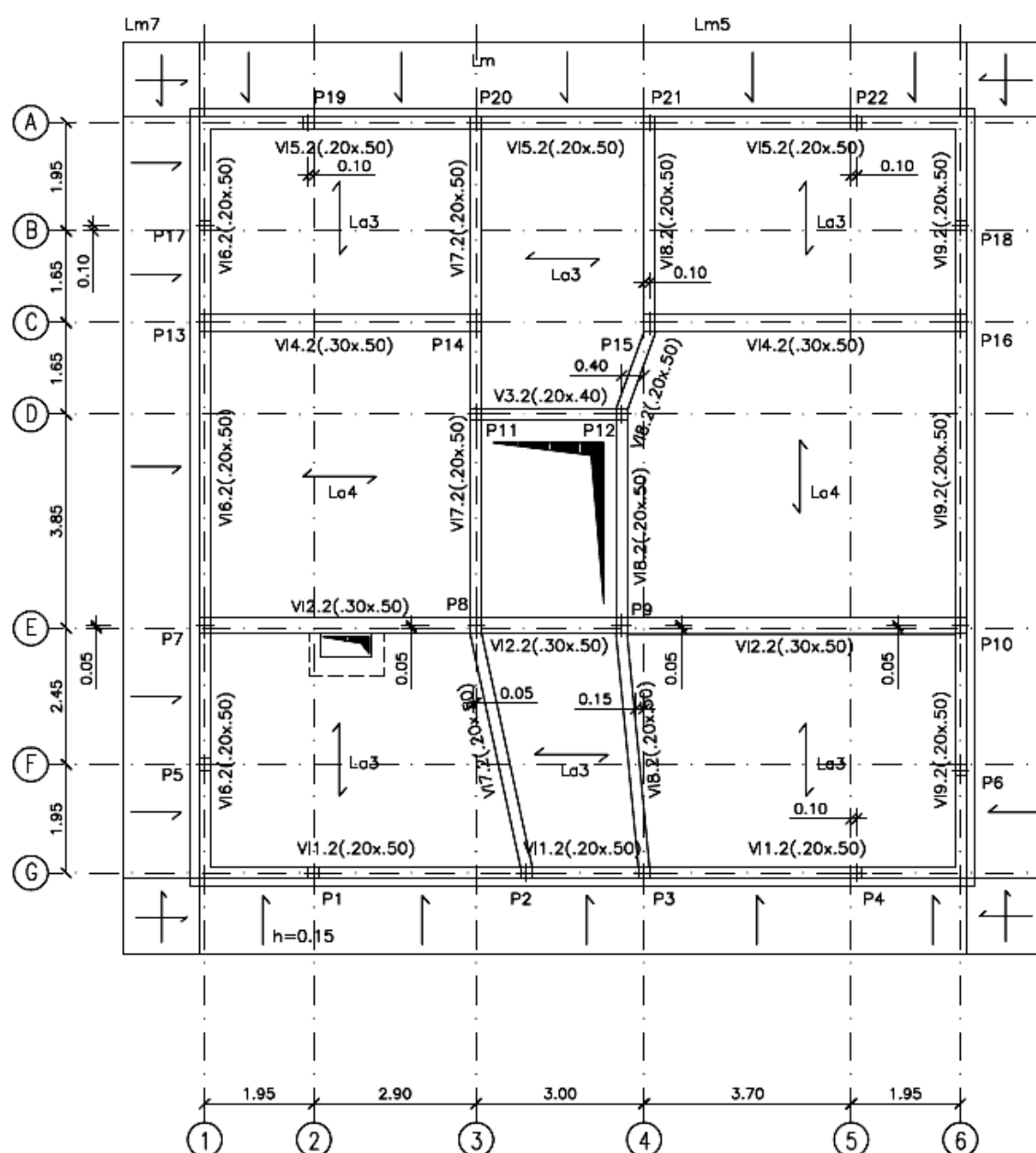


Figura A6.3. Planta estrutural dos Pisos 1 a 3.

A6.3. Tabelas de Cálculo

A6.3.1. Avaliação do parâmetro básico, P_1

Tabela A6.1. Definições básicas

L_x (m)	19.80
L_y (m)	12.70
A_p (m ²)	251.46
I_{px} (m ⁴)	8215.20
I_{py} (m ⁴)	3379.83

Tabela A6.2. Rigidez efectiva resultante do Piso -1.

Piso -1							
A_c (m ²)	0.900	A_c (m ²)	0.900	I_{cx} (m ⁴)	0.00675	I_{cy} (m ⁴)	0.00675
A_c (m ²)	0.540	A_c (m ²)	0.540	I_{cx} (m ⁴)	0.00405	I_{cy} (m ⁴)	0.01620
A_c (m ²)	0.630	A_c (m ²)	0.630	I_{cx} (m ⁴)	0.00473	I_{cy} (m ⁴)	0.02573
A_c (m ²)	0.070	A_c (m ²)	0.070	I_{cx} (m ⁴)	0.00023	I_{cy} (m ⁴)	0.00071
A_c (m ²)	0.160	A_c (m ²)	0.160	I_{cx} (m ⁴)	0.00213	I_{cy} (m ⁴)	0.00213
A_c (m ²)	1.260	A_c (m ²)	1.260	I_{cx} (m ⁴)	0.01286	I_{cy} (m ⁴)	0.03780
A_c (m ²)	0.120	A_c (m ²)	0.120	I_{cx} (m ⁴)	0.00040	I_{cy} (m ⁴)	0.00360
A_c (m ²)	0.150	A_c (m ²)	0.150	I_{cx} (m ⁴)	0.00113	I_{cy} (m ⁴)	0.00313
A_c (m ²)	0.255	A_c (m ²)	0.255	I_{cx} (m ⁴)	0.00191	I_{cy} (m ⁴)	0.01535
A_c (m ²)	0.170	A_c (m ²)	0.170	I_{cx} (m ⁴)	0.00057	I_{cy} (m ⁴)	0.01024
A_{sx} (m ²)	0.72	A_{sy} (m ²)	0.88	I_{sx} (m ⁴)	0.19	I_{sy} (m ⁴)	0.35
A_{mx} (m ²)	0.00	A_{my} (m ²)	0.00	I_{mx} (m ⁴)	0.00000	I_{my} (m ⁴)	0.00000
$A_{ef,x}$	4.975	$A_{ef,y}$	5.135	$I_{ef,x}$	0.229	$I_{ef,y}$	0.477
C_{Ax}	3956.89	C_{Ay}	4084.15	C_{Ix}	5.58	C_{Iy}	28.20
$C_{A,ef}$	4686.33		$C_{I,ef}$		20.61		

Tabela A6.3. Rigidez efectiva resultante do R/C.

R/C							
$A_c (m^2)$	0.680	$A_c (m^2)$	0.680	$I_{cx} (m^4)$	0.00227	$I_{cy} (m^4)$	0.04094
$A_c (m^2)$	0.500	$A_c (m^2)$	0.500	$I_{cx} (m^4)$	0.00167	$I_{cy} (m^4)$	0.01042
$A_c (m^2)$	0.630	$A_c (m^2)$	0.630	$I_{cx} (m^4)$	0.00473	$I_{cy} (m^4)$	0.02573
$A_c (m^2)$	1.080	$A_c (m^2)$	1.080	$I_{cx} (m^4)$	0.00810	$I_{cy} (m^4)$	0.03240
$A_c (m^2)$	0.420	$A_c (m^2)$	0.420	$I_{cx} (m^4)$	0.00429	$I_{cy} (m^4)$	0.01260
$A_c (m^2)$	0.160	$A_c (m^2)$	0.160	$I_{cx} (m^4)$	0.00213	$I_{cy} (m^4)$	0.00213
$A_{sx} (m^2)$	0.72	$A_{sy} (m^2)$	0.88	$I_{sx} (m^4)$	0.19	$I_{sy} (m^4)$	0.35
$A_{mx} (m^2)$	5.40	$A_{my} (m^2)$	4.50	$I_{mx} (m^4)$	145.800	$I_{my} (m^4)$	84.3750
$A_{ef,x}$	4.622	$A_{ef,y}$	4.710	$I_{ef,x}$	11.882	$I_{ef,y}$	7.229
C_{Ax}	3676.13	C_{Ay}	3746.12	C_{Ix}	289.26	C_{Iy}	427.78
$C_{A,ef}$	4332.88			$C_{I,ef}$	405.33		

Tabela A6.4. Rigidez efectiva resultante do Piso 1.

Piso 1							
$A_c (m^2)$	0.360	$A_c (m^2)$	0.360	$I_{cx} (m^4)$	0.00120	$I_{cy} (m^4)$	0.01080
$A_c (m^2)$	0.420	$A_c (m^2)$	0.420	$I_{cx} (m^4)$	0.00140	$I_{cy} (m^4)$	0.01715
$A_c (m^2)$	0.720	$A_c (m^2)$	0.720	$I_{cx} (m^4)$	0.00540	$I_{cy} (m^4)$	0.02160
$A_c (m^2)$	0.200	$A_c (m^2)$	0.200	$I_{cx} (m^4)$	0.00067	$I_{cy} (m^4)$	0.00417
$A_c (m^2)$	0.120	$A_c (m^2)$	0.120	$I_{cx} (m^4)$	0.00090	$I_{cy} (m^4)$	0.00160
$A_c (m^2)$	0.240	$A_c (m^2)$	0.240	$I_{cx} (m^4)$	0.00080	$I_{cy} (m^4)$	0.00320
$A_c (m^2)$	0.150	$A_c (m^2)$	0.150	$I_{cx} (m^4)$	0.00113	$I_{cy} (m^4)$	0.00313
$A_{sx} (m^2)$	0.72	$A_{sy} (m^2)$	0.88	$I_{sx} (m^4)$	0.19	$I_{sy} (m^4)$	0.35
$A_{mx} (m^2)$	10.05	$A_{my} (m^2)$	7.74	$I_{mx} (m^4)$	939.884	$I_{my} (m^4)$	429.3378
$A_{ef,x}$	3.734	$A_{ef,y}$	3.709	$I_{ef,x}$	75.397	$I_{ef,y}$	34.764
C_{Ax}	2969.86	C_{Ay}	2950.13	C_{Ix}	1835.54	C_{Iy}	2057.12
$C_{A,ef}$	3461.48			$C_{I,ef}$	2246.57		

Tabela A6.5. Rigidez efectiva resultante do Piso 2.

Piso 2							
$A_c (m^2)$	0.300	$A_c (m^2)$	0.300	$I_{cx} (m^4)$	0.00100	$I_{cy} (m^4)$	0.00625
$A_c (m^2)$	0.360	$A_c (m^2)$	0.360	$I_{cx} (m^4)$	0.00120	$I_{cy} (m^4)$	0.01080
$A_c (m^2)$	0.750	$A_c (m^2)$	0.750	$I_{cx} (m^4)$	0.00563	$I_{cy} (m^4)$	0.01563
$A_c (m^2)$	0.120	$A_c (m^2)$	0.120	$I_{cx} (m^4)$	0.00090	$I_{cy} (m^4)$	0.00160
$A_c (m^2)$	0.320	$A_c (m^2)$	0.320	$I_{cx} (m^4)$	0.00107	$I_{cy} (m^4)$	0.00427
$A_c (m^2)$	0.140	$A_c (m^2)$	0.140	$I_{cx} (m^4)$	0.00047	$I_{cy} (m^4)$	0.00572
$A_{sx} (m^2)$	0.72	$A_{sy} (m^2)$	0.88	$I_{sx} (m^4)$	0.19	$I_{sy} (m^4)$	0.35
$A_{mx} (m^2)$	10.05	$A_{my} (m^2)$	7.74	$I_{mx} (m^4)$	939.884	$I_{my} (m^4)$	429.3378
$A_{ef,x}$	3.514	$A_{ef,y}$	3.489	$I_{ef,x}$	75.395	$I_{ef,y}$	34.746
C_{Ax}	2794.88	C_{Ay}	2775.15	C_{Ix}	1835.51	C_{Iy}	2056.09
C_{Ar}	3256.68			C_{Ir}	2246.08		

Tabela A6.6. Rigidez efectiva resultante do Piso 3.

Piso 3							
$A_c (m^2)$	0.600	$A_c (m^2)$	0.600	$I_{cx} (m^4)$	0.00200	$I_{cy} (m^4)$	0.01250
$A_c (m^2)$	0.120	$A_c (m^2)$	0.120	$I_{cx} (m^4)$	0.00040	$I_{cy} (m^4)$	0.00360
$A_c (m^2)$	0.900	$A_c (m^2)$	0.900	$I_{cx} (m^4)$	0.00675	$I_{cy} (m^4)$	0.01875
$A_c (m^2)$	0.120	$A_c (m^2)$	0.120	$I_{cx} (m^4)$	0.00090	$I_{cy} (m^4)$	0.00160
$A_c (m^2)$	0.320	$A_c (m^2)$	0.320	$I_{cx} (m^4)$	0.00107	$I_{cy} (m^4)$	0.00427
$A_c (m^2)$	0.140	$A_c (m^2)$	0.140	$I_{cx} (m^4)$	0.00047	$I_{cy} (m^4)$	0.00572
$A_{sx} (m^2)$	0.72	$A_{sy} (m^2)$	0.88	$I_{sx} (m^4)$	0.19	$I_{sy} (m^4)$	0.35
$A_{mx} (m^2)$	10.05	$A_{my} (m^2)$	7.74	$I_{mx} (m^4)$	939.884	$I_{my} (m^4)$	429.3378
$A_{ef,x}$	3.724	$A_{ef,y}$	3.699	$I_{ef,x}$	75.397	$I_{ef,y}$	34.748
C_{Ax}	2961.90	C_{Ay}	2942.18	C_{Ix}	1835.54	C_{Iy}	2056.22
C_{Ar}	3452.17			C_{Ir}	2246.16		

Tabela A6.7. Ajuste para a altura total, h_0

$H (m)$	15
h_0	445.6

Tabela A6.8. Factores de correcção da irregularidade, f_i

f_c (Mpa)	25.0			
	R/C	Piso 1	Piso 2	Piso 3
I_x (m ⁴)	0.00110	0.00068	0.00060	0.00061
I_y (m ⁴)	0.00592	0.00363	0.00260	0.00244
I_b (m ⁴)	0.00572	0.00687	0.00858	0.00858
Espaçamento armadura transversal (cm)				15
<i>Irregularidade de torção</i>	f_1	0.95		
<i>Descontinuidade de pisos</i>	f_2	0.98		
<i>Descontinuidade dos elementos verticais</i>	f_3	1.00		
<i>Distribuição de massa</i>	f_4	0.96		
<i>Corrosão</i>	f_5	0.98		
<i>Elementos de fachada pesados</i>	f_6	1.00		
<i>Pisos intermédios (Mezzanine)</i>	f_7	1.00		
<i>Níveis de pisos desiguais</i>	f_8	1.00		
<i>Qualidade do betão</i>	f_9	1.12		
		R/C		
<i>Critério de pilar forte</i>	f_{10}	Piso 1		
		Piso 2		
		Piso 3		
<i>Espaçamento da armadura transversal</i>	f_{11}	1.00		
<i>Tipo de solo</i>	f_{12}	1.00		
<i>Tipo de fundações</i>	f_{13}	0.91		
<i>Profundidade das fundações</i>	f_{14}	0.95		

Tabela A6.9. Avaliação final do parâmetro P_1

R/C	9
Piso 1	10
Piso 2	9
Piso 3	9

A6.3.2. Avaliação do mecanismo tipo pilar-curto, P_2 **Tabela A6.10.** Avaliação final do parâmetro P_2

70

A6.3.3. Avaliação do piso crítico, P_3 **Tabela A6.11.** Cálculo dos valores de r_a e r_f

$h_{R/C}$ (m)	3.00		
h_1 (m)	3.00		
h_2 (m)	3.00		
h_3 (m)	3.00		

R/C			
$r_{a,x}$	1.00	$r_{a,y}$	1.00
$r_{r,x}$	0.16	$r_{r,y}$	0.21

Piso 1			
$r_{a,x}$	1.00	$r_{a,y}$	1.00
$r_{r,x}$	1.00	$r_{r,y}$	1.00

Piso 2			
$r_{a,x}$	0.94	$r_{a,y}$	0.94
$r_{r,x}$	1.00	$r_{r,y}$	1.00

Tabela A6.12. Avaliação final do parâmetro P_3

	x	y
R/C	33	39
Piso 1	100	100
Piso 2	97	97

A6.3.4. Avaliação de descontinuidades estruturais, P_4 **Tabela A6.13.** Avaliação final do parâmetro P_4

90

A6.3.5. Avaliação do efeito de *pounding*, P_5

Tabela A6.14. Avaliação final do parâmetro P_5

100

A6.3.6. Avaliação da liquefacção do solo, P_6

Tabela A6.15. Avaliação final do parâmetro P_6

60

A6.3.7. Avaliação da rotura do solo, P_7

Tabela A6.16. Avaliação final do parâmetro P_7

100

A6.3.8. Factor de correcção,

Tabela A6.17. Avaliação do factor de correcção

	Sismo Afastado	Sismo Próximo
I		1.00
A_0	0.05	0.11
t		1.00
n		0.30
α	1.29	

A6.3.9. Factor de correcção,**Tabela A6.18.** Avaliação do factor de correcção

	w_i	P_i
P_1	4	34
P_2	1	70
P_3	3	99
P_4	2	180
P_5	1	100
P_6	3	180
P_7	2	200

Tabela A6.19. Resultado final da avaliação da vulnerabilidade sísmica.

<i>Final Score</i>
11

Anexo 7

Edifício de Habitação e Comércio 1

A7.1. Plantas de Arquitectura

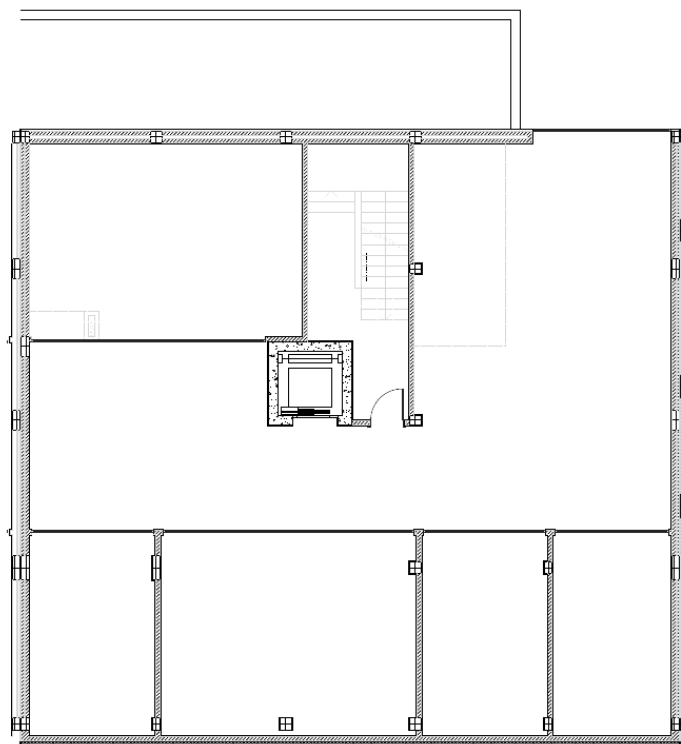


Figura A7.1. Planta de arquitectura dos Pisos -2 e -1

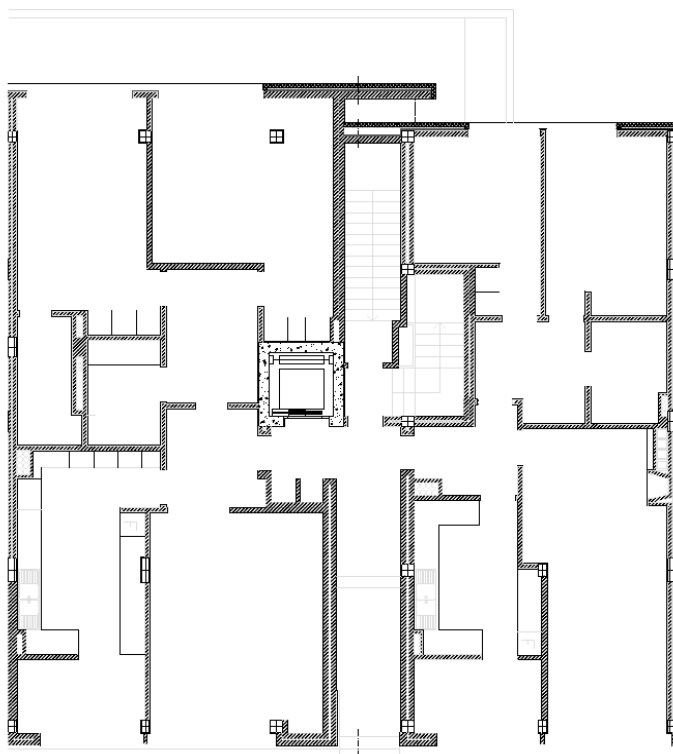


Figura A7.2. Planta de arquitectura do R/C.

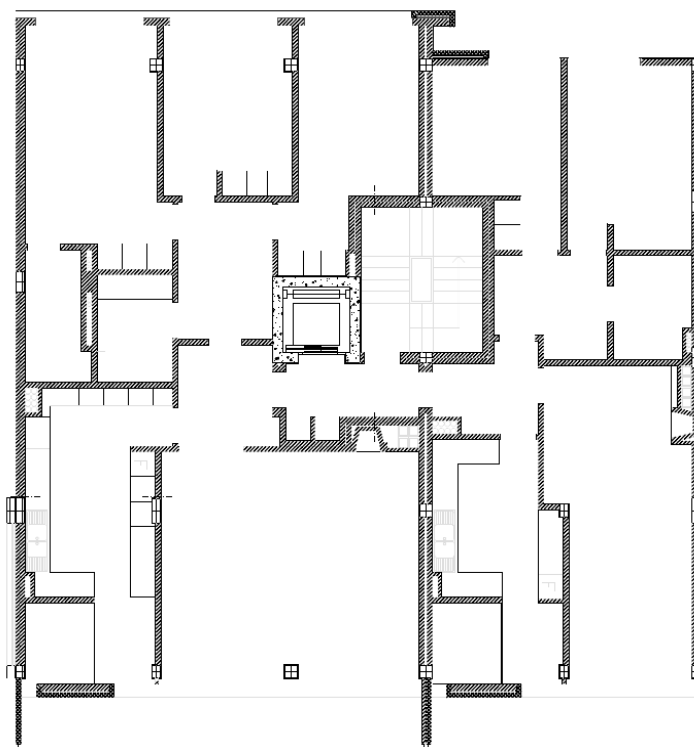


Figura A7.3. Planta e arquitectura dos Pisos 1 a 3.

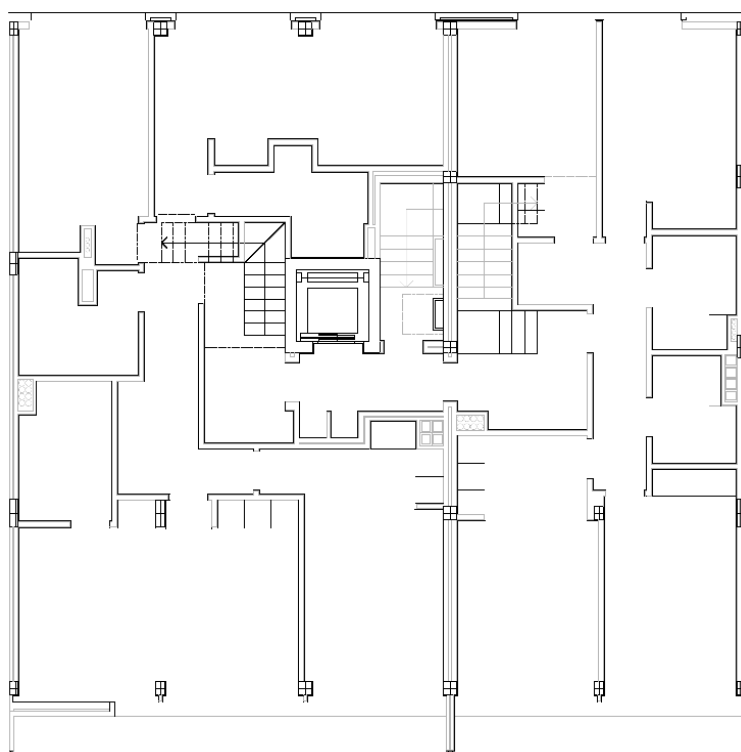


Figura A7.4. Planta de arquitectura dos Pisos 4 e 5.

A7.2. Plantas Estruturais

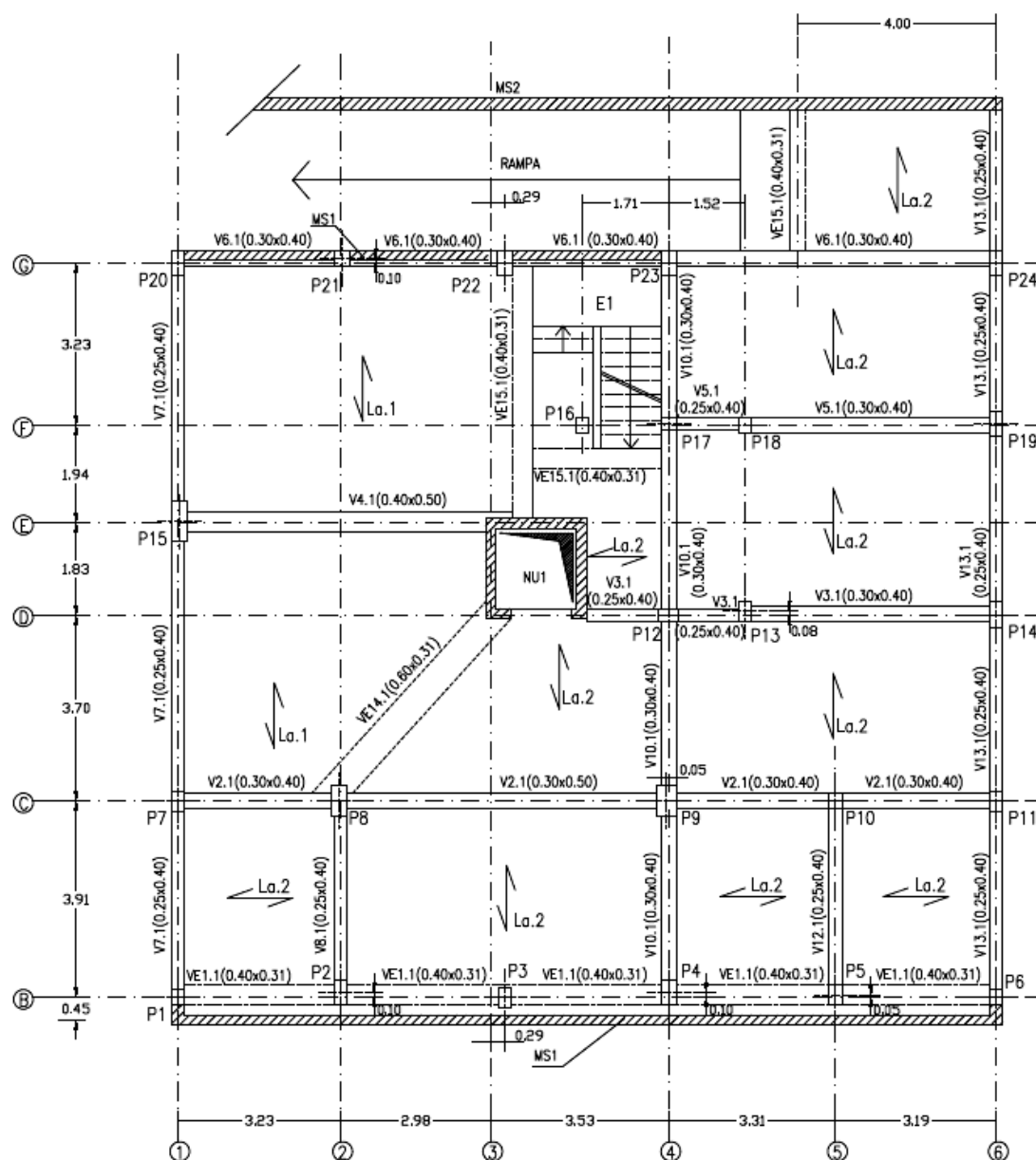


Figura A7.5. Planta estrutural do Piso -1.

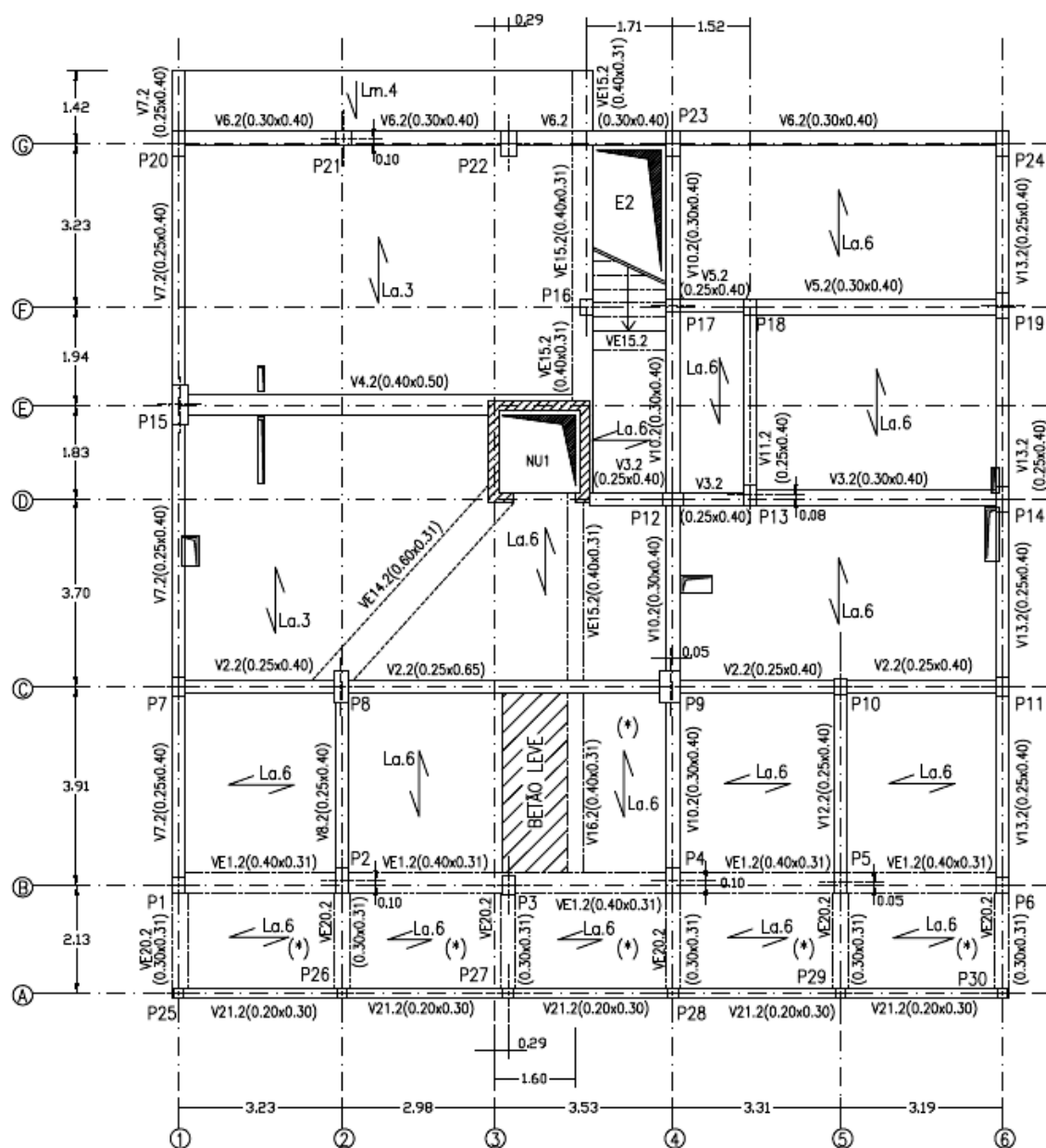


Figura A7.6. Planta estrutural do R/C.

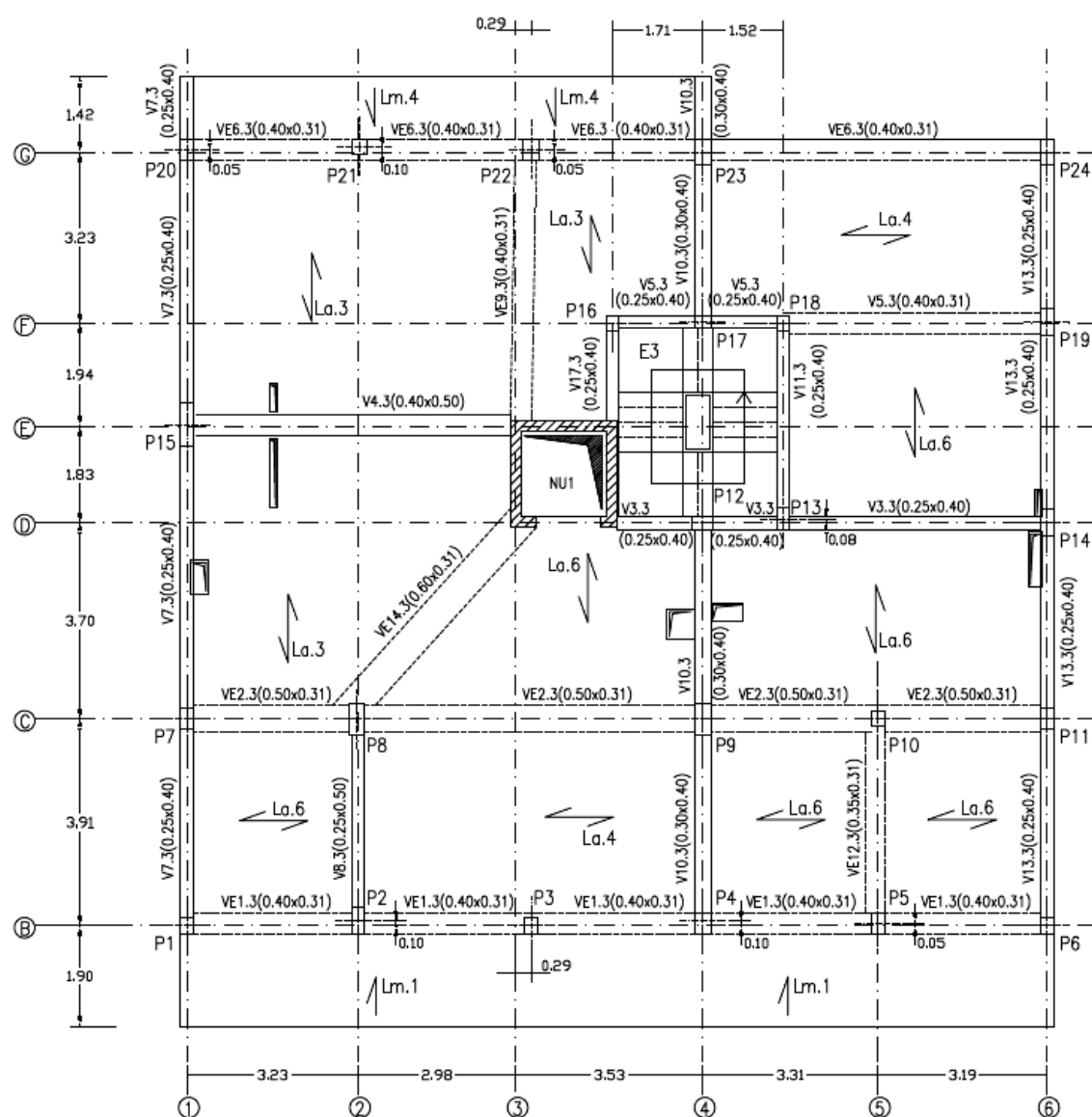


Figura A7.7. Planta estrutural do Piso 1.

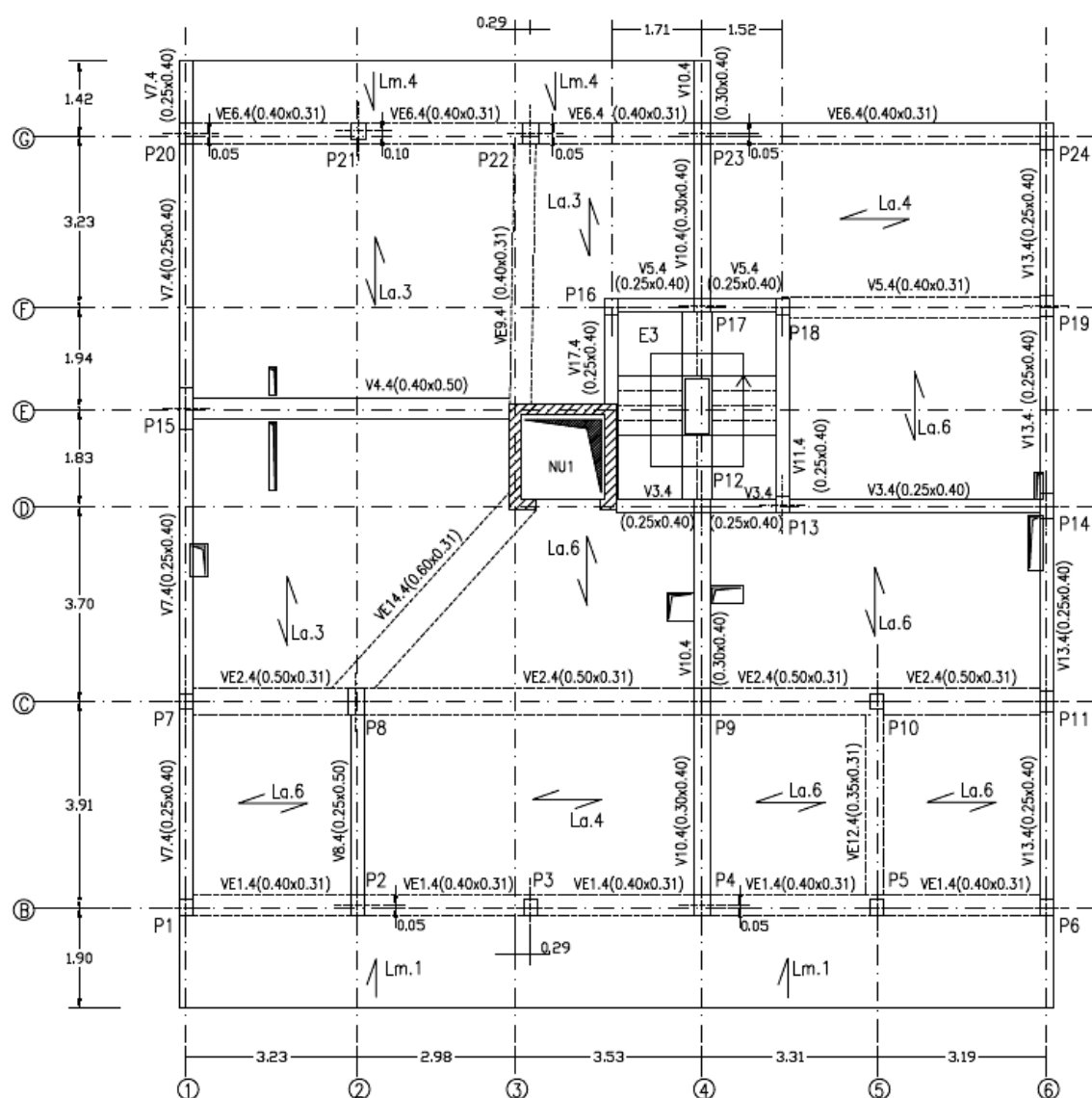


Figura A7.8. Planta estrutural do Piso 2.

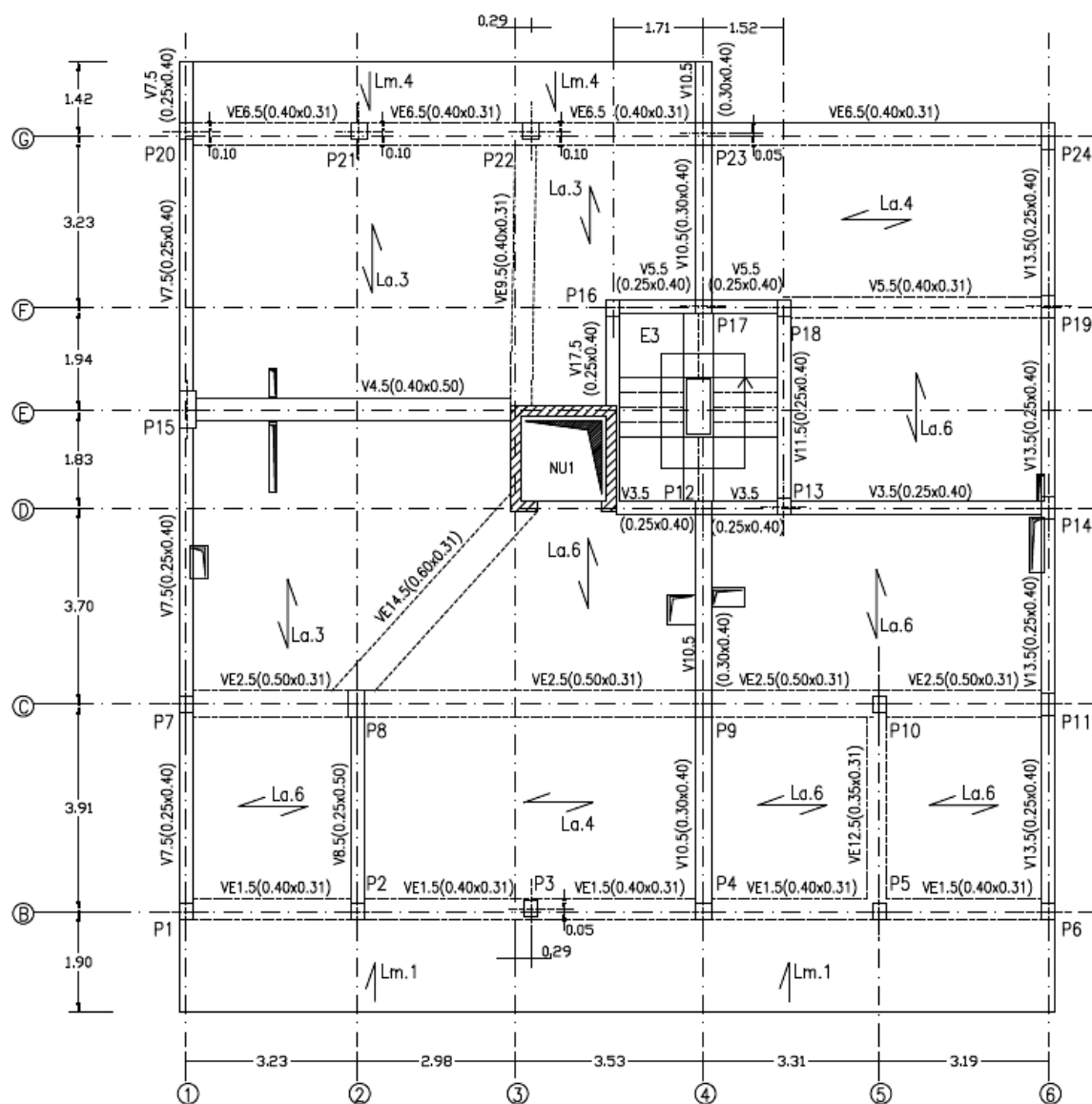


Figura A7.9. Planta estrutural do Piso 3.

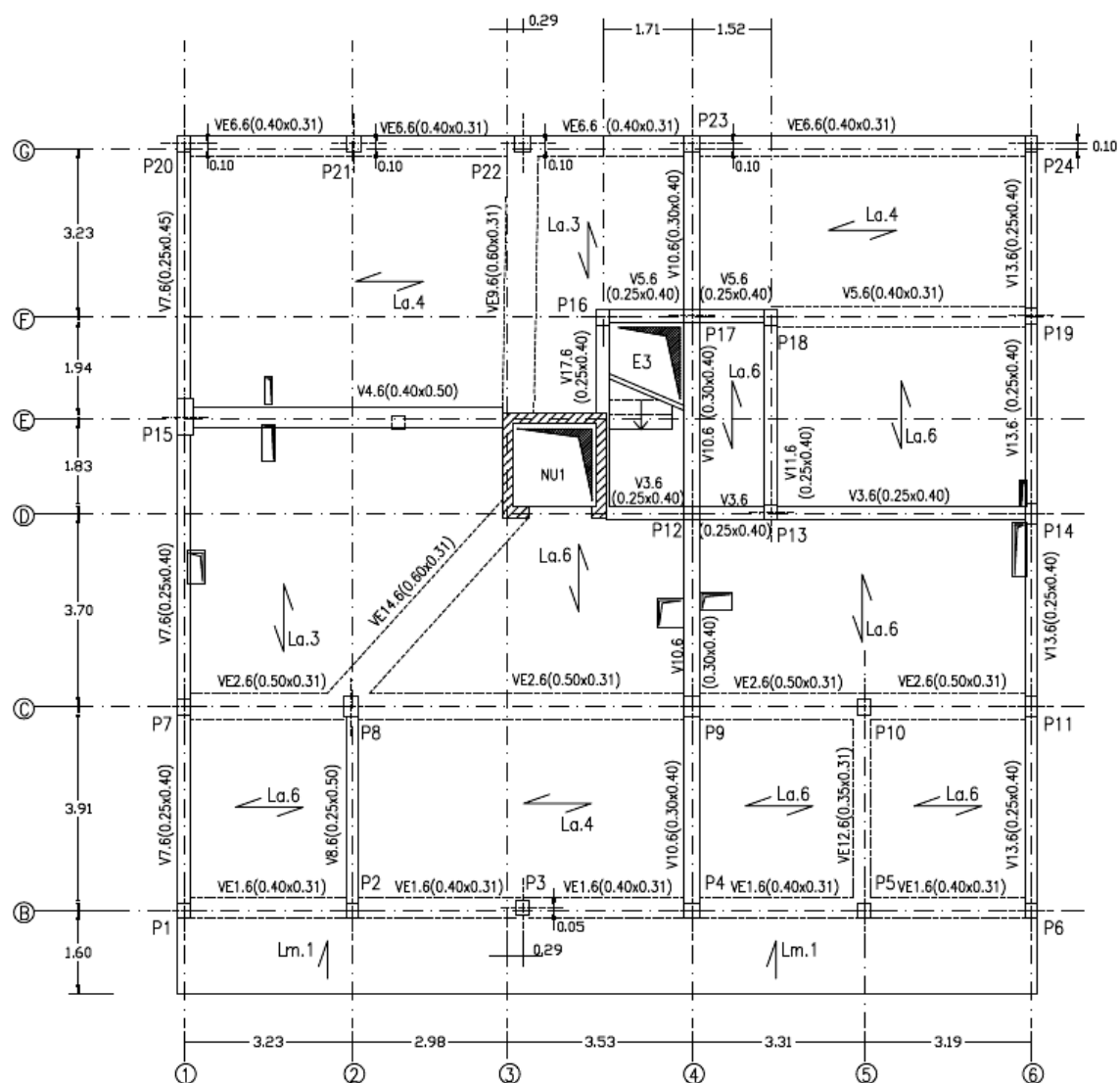


Figura A7.10. Planta estrutural do Piso 4.

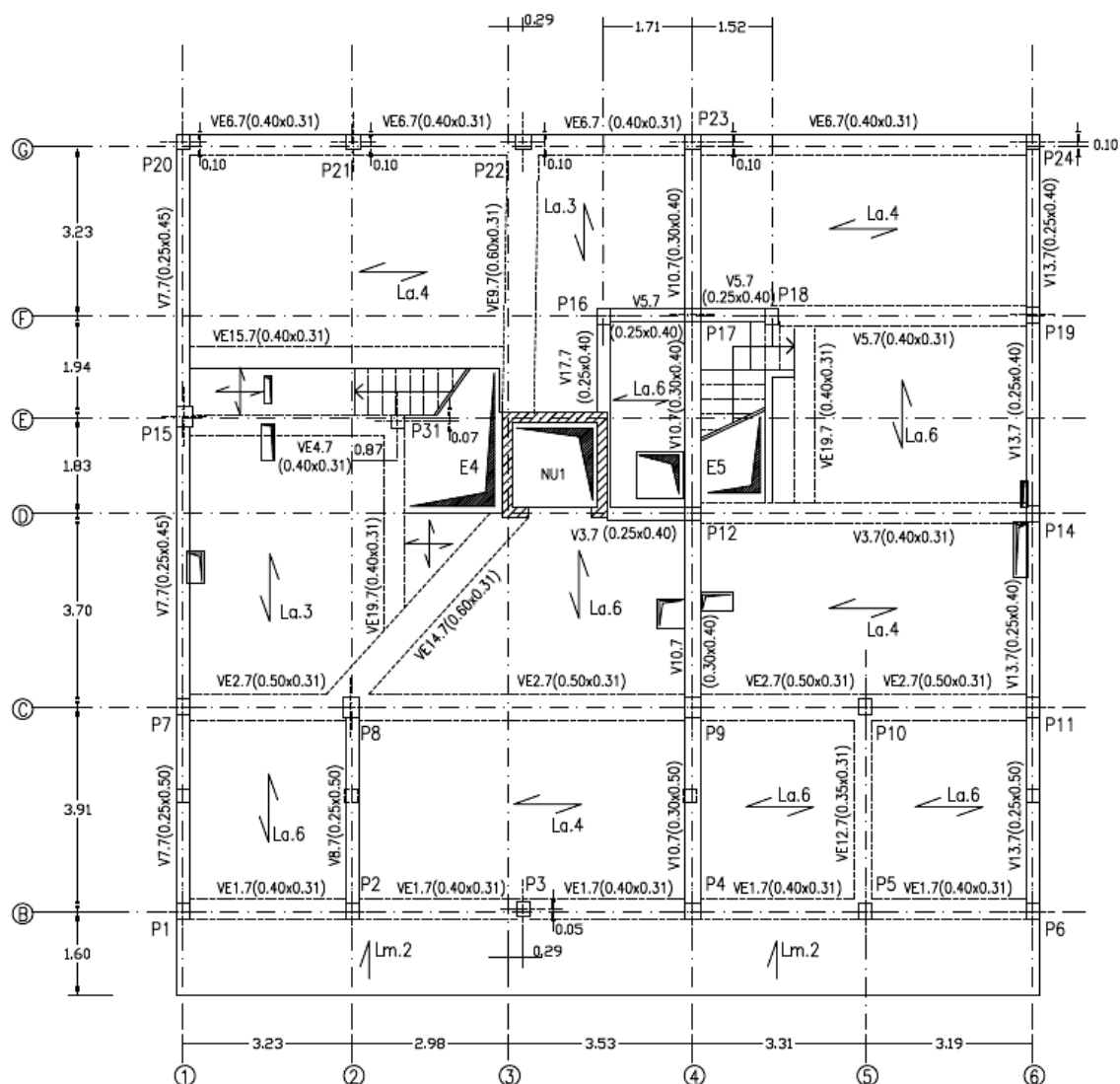


Figura A7.11. Planta estrutural do Piso 5.

A7.3. Tabelas de Cálculo

A7.3.1. Avaliação do parâmetro básico, P_1

Tabela A7.1. Definições básicas

L_x (m)	16.25
L_y (m)	14.60
A_p (m ²)	237.25
I_{px} (m ⁴)	5220.74
I_{py} (m ⁴)	4214.35

Tabela A7.2. Rigidez efectiva resultante dos Pisos -2 e -1.

Pisos -2 e -1							
A_c (m ²)	0.625	A_c (m ²)	0.625	I_{cx} (m ⁴)	0.00326	I_{cy} (m ⁴)	0.01302
A_c (m ²)	0.720	A_c (m ²)	0.720	I_{cx} (m ⁴)	0.00540	I_{cy} (m ⁴)	0.02160
A_c (m ²)	0.090	A_c (m ²)	0.090	I_{cx} (m ⁴)	0.00068	I_{cy} (m ⁴)	0.00068
A_c (m ²)	0.300	A_c (m ²)	0.300	I_{cx} (m ⁴)	0.00156	I_{cy} (m ⁴)	0.00225
A_c (m ²)	0.075	A_c (m ²)	0.075	I_{cx} (m ⁴)	0.00056	I_{cy} (m ⁴)	0.00039
A_c (m ²)	0.240	A_c (m ²)	0.240	I_{cx} (m ⁴)	0.00180	I_{cy} (m ⁴)	0.01280
A_c (m ²)	0.500	A_c (m ²)	0.500	I_{cx} (m ⁴)	0.00260	I_{cy} (m ⁴)	0.00667
A_c (m ²)	0.100	A_c (m ²)	0.100	I_{cx} (m ⁴)	0.00133	I_{cy} (m ⁴)	0.00052
A_c (m ²)	0.088	A_c (m ²)	0.088	I_{cx} (m ⁴)	0.00046	I_{cy} (m ⁴)	0.00089
A_c (m ²)	0.150	A_c (m ²)	0.150	I_{cx} (m ⁴)	0.00113	I_{cy} (m ⁴)	0.00313
A_c (m ²)	0.240	A_c (m ²)	0.240	I_{cx} (m ⁴)	0.00080	I_{cy} (m ⁴)	0.00080
A_{sx} (m ²)	8.55	A_{sy} (m ²)	1.20	I_{sx} (m ⁴)	578.7281	I_{sy} (m ⁴)	1.6000
A_{mx} (m ²)	0.00	A_{my} (m ²)	3.75	I_{mx} (m ⁴)	0.00000	I_{my} (m ⁴)	195.313
$A_{ef,x}$	11.678	$A_{ef,y}$	4.628	$I_{ef,x}$	578.748	$I_{ef,y}$	17.288
C_{Ax}	9844.05	C_{Ay}	3900.95	C_{ix}	22171.12	C_{iy}	820.42
$C_{A,ef}$	7854.41			$C_{I,ef}$	15696.01		

Tabela A7.3. Rigidez efectiva resultante do R/C.

R/C							
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.375	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.375	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00195	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00781
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.540	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.540	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00405	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.01620
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.150	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.150	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00113	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00313
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.090	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.090	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00068	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00068
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.600	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.600	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00313	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00800
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.450	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.450	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00234	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00338
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.075	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.075	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00056	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00039
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.200	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.200	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.01067	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00104
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.100	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.100	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00133	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00052
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.088	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.088	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00046	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00089
$A_{sx} \text{ (m}^2\text{)}$	0.75	$A_{sy} \text{ (m}^2\text{)}$	1.20	$I_{sx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.3906	$I_{sy} \text{ (m}^4\text{)}$	1.6000
$A_{mx} \text{ (m}^2\text{)}$	6.800	$A_{my} \text{ (m}^2\text{)}$	18.08	$I_{mx} \text{ (m}^4\text{)}$	655.067	$I_{my} \text{ (m}^4\text{)}$	12312.72
$A_{ef,x}$	3.962	$A_{ef,y}$	5.314	$I_{ef,x}$	52.822	$I_{ef,y}$	986.660
C_{Ax}	3339.52	C_{Ay}	4479.58	C_{Ix}	2023.56	C_{Iy}	46823.81
$C_{A,ef}$	4442.51			$C_{I,ef}$	33163.18		

Tabela A7.4. Rigidez efectiva resultante do Piso 1.

Piso 1							
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.400	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.400	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00208	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00533
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.200	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.200	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.01067	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00104
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.750	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.750	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00391	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00563
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.090	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.090	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00068	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00068
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.450	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.450	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00338	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00938
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.225	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.225	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00169	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00117
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.120	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.120	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00090	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00160
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.180	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.180	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00135	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00540
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.125	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.125	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00065	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00260
$A_{sx} \text{ (m}^2\text{)}$	0.75	$A_{sy} \text{ (m}^2\text{)}$	1.20	$I_{sx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.3906	$I_{sy} \text{ (m}^4\text{)}$	1.6000
$A_{mx} \text{ (m}^2\text{)}$	5.40	$A_{my} \text{ (m}^2\text{)}$	14.50	$I_{mx} \text{ (m}^4\text{)}$	328.050	$I_{my} \text{ (m}^4\text{)}$	6351.30
$A_{ef,x}$	3.722	$A_{ef,y}$	4.465	$I_{ef,x}$	26.660	$I_{ef,y}$	509.737
C_{Ax}	3137.62	C_{Ay}	3763.96	C_{Ix}	1021.31	C_{Iy}	24190.53
$C_{A,ef}$	3955.82			$C_{I,ef}$	17131.80		

Tabela A7.5. Rigidez efectiva resultante do Piso 2.

Piso 2							
$A_c (m^2)$	0.900	$A_c (m^2)$	0.900	$I_{cx} (m^4)$	0.00469	$I_{cy} (m^4)$	0.00675
$A_c (m^2)$	0.175	$A_c (m^2)$	0.175	$I_{cx} (m^4)$	0.00715	$I_{cy} (m^4)$	0.00091
$A_c (m^2)$	0.270	$A_c (m^2)$	0.270	$I_{cx} (m^4)$	0.00203	$I_{cy} (m^4)$	0.00203
$A_c (m^2)$	0.300	$A_c (m^2)$	0.300	$I_{cx} (m^4)$	0.00225	$I_{cy} (m^4)$	0.00625
$A_c (m^2)$	0.150	$A_c (m^2)$	0.150	$I_{cx} (m^4)$	0.00113	$I_{cy} (m^4)$	0.00078
$A_c (m^2)$	0.180	$A_c (m^2)$	0.180	$I_{cx} (m^4)$	0.00135	$I_{cy} (m^4)$	0.00540
$A_c (m^2)$	0.300	$A_c (m^2)$	0.300	$I_{cx} (m^4)$	0.00156	$I_{cy} (m^4)$	0.00400
$A_{sx} (m^2)$	0.75	$A_{sy} (m^2)$	1.20	$I_{sx} (m^4)$	0.3906	$I_{sy} (m^4)$	1.6000
$A_{mx} (m^2)$	5.40	$A_{my} (m^2)$	14.50	$I_{mx} (m^4)$	328.050	$I_{my} (m^4)$	6351.30
$A_{ef,x}$	3.457	$A_{ef,y}$	4.635	$I_{ef,x}$	26.655	$I_{ef,y}$	509.730
C_{Ax}	2914.23	C_{Ay}	3907.27	C_{Ix}	1021.11	C_{Iy}	24190.22
C_{Ar}	3875.83			C_{Ir}	17131.56		

Tabela A7.6. Rigidez efectiva resultante do Piso 3.

Piso 3							
$A_c (m^2)$	1.050	$A_c (m^2)$	1.050	$I_{cx} (m^4)$	0.00547	$I_{cy} (m^4)$	0.00788
$A_c (m^2)$	0.175	$A_c (m^2)$	0.175	$I_{cx} (m^4)$	0.00715	$I_{cy} (m^4)$	0.00091
$A_c (m^2)$	0.360	$A_c (m^2)$	0.360	$I_{cx} (m^4)$	0.00270	$I_{cy} (m^4)$	0.00270
$A_c (m^2)$	0.150	$A_c (m^2)$	0.150	$I_{cx} (m^4)$	0.00113	$I_{cy} (m^4)$	0.00078
$A_c (m^2)$	0.120	$A_c (m^2)$	0.120	$I_{cx} (m^4)$	0.00090	$I_{cy} (m^4)$	0.00160
$A_c (m^2)$	0.150	$A_c (m^2)$	0.150	$I_{cx} (m^4)$	0.00113	$I_{cy} (m^4)$	0.00313
$A_c (m^2)$	0.100	$A_c (m^2)$	0.100	$I_{cx} (m^4)$	0.00052	$I_{cy} (m^4)$	0.00133
$A_{sx} (m^2)$	0.75	$A_{sy} (m^2)$	1.20	$I_{sx} (m^4)$	0.3906	$I_{sy} (m^4)$	1.6000
$A_{mx} (m^2)$	5.40	$A_{my} (m^2)$	14.50	$I_{mx} (m^4)$	328.050	$I_{my} (m^4)$	6351.30
$A_{ef,x}$	3.287	$A_{ef,y}$	4.465	$I_{ef,x}$	26.654	$I_{ef,y}$	509.722
C_{Ax}	2770.92	C_{Ay}	3763.96	C_{Ix}	1021.07	C_{Iy}	24189.85
$C_{A,ef}$	3709.93			$C_{I,ef}$	17131.30		

Tabela A7.7. Rigidez efectiva resultante do Piso 4.

Piso 4							
$A_c (m^2)$	1.125	$A_c (m^2)$	1.125	$I_{cx} (m^4)$	0.00586	$I_{cy} (m^4)$	0.00844
$A_c (m^2)$	0.150	$A_c (m^2)$	0.150	$I_{cx} (m^4)$	0.00450	$I_{cy} (m^4)$	0.00078
$A_c (m^2)$	0.360	$A_c (m^2)$	0.360	$I_{cx} (m^4)$	0.00270	$I_{cy} (m^4)$	0.00270
$A_c (m^2)$	0.150	$A_c (m^2)$	0.150	$I_{cx} (m^4)$	0.00113	$I_{cy} (m^4)$	0.00078
$A_c (m^2)$	0.120	$A_c (m^2)$	0.120	$I_{cx} (m^4)$	0.00090	$I_{cy} (m^4)$	0.00160
$A_c (m^2)$	0.150	$A_c (m^2)$	0.150	$I_{cx} (m^4)$	0.00113	$I_{cy} (m^4)$	0.00313
$A_{sx} (m^2)$	0.75	$A_{sy} (m^2)$	1.20	$I_{sx} (m^4)$	0.3906	$I_{sy} (m^4)$	1.6000
$A_{mx} (m^2)$	4.16	$A_{my} (m^2)$	11.50	$I_{mx} (m^4)$	149.98	$I_{my} (m^4)$	3168.49
$A_{ef,x}$	3.138	$A_{ef,y}$	4.175	$I_{ef,x}$	12.405	$I_{ef,y}$	255.097
C_{Ax}	2645.14	C_{Ay}	3519.49	C_{Ix}	475.24	C_{Iy}	12106.09
C_{Ar}	3504.37			C_{Ir}	8571.77		

Tabela A7.8. Rigidez efectiva resultante do Piso 5.

Piso 5							
$A_c (m^2)$	0.525	$A_c (m^2)$	0.525	$I_{cx} (m^4)$	0.00273	$I_{cy} (m^4)$	0.00394
$A_c (m^2)$	0.150	$A_c (m^2)$	0.150	$I_{cx} (m^4)$	0.00450	$I_{cy} (m^4)$	0.00078
$A_c (m^2)$	0.250	$A_c (m^2)$	0.250	$I_{cx} (m^4)$	0.00130	$I_{cy} (m^4)$	0.00130
$A_c (m^2)$	0.150	$A_c (m^2)$	0.150	$I_{cx} (m^4)$	0.00113	$I_{cy} (m^4)$	0.00078
$A_c (m^2)$	0.120	$A_c (m^2)$	0.120	$I_{cx} (m^4)$	0.00090	$I_{cy} (m^4)$	0.00160
$A_c (m^2)$	0.270	$A_c (m^2)$	0.270	$I_{cx} (m^4)$	0.00203	$I_{cy} (m^4)$	0.00203
$A_{sx} (m^2)$	0.75	$A_{sy} (m^2)$	1.20	$I_{sx} (m^4)$	0.3906	$I_{sy} (m^4)$	1.6000
$A_{mx} (m^2)$	4.16	$A_{my} (m^2)$	11.50	$I_{mx} (m^4)$	149.98	$I_{my} (m^4)$	3168.49
$A_{ef,x}$	2.548	$A_{ef,y}$	3.585	$I_{ef,x}$	12.402	$I_{ef,y}$	255.090
C_{Ax}	2274.82	C_{Ay}	3200.89	C_{Ix}	519.05	C_{Iy}	13944.40
C_{Ar}	3102.41			C_{Ir}	9872.06		

Tabela A7.9. Ajuste para a altura total, h_0

H (m)	19.5
h_0	530.65

Tabela A7.10. Factores de correcção da irregularidade, f_i

f_c (Mpa)	25.0
-------------	------

	Pisos -2 e -1	R/C	Piso 1	Piso 2	Piso 3	Piso 4	Piso 5
$I_x (m^4)$	0.01957	0.02629	0.02529	0.02015	0.01899	0.01621	0.01259
$I_y (m^4)$	0.06274	0.04203	0.03283	0.02612	0.01833	0.01743	0.01743
$I_b (m^4)$	0.00160	0.00160	0.00160	0.00160	0.00160	0.00160	0.00160

Espaçamento armadura transversal (cm)	10
---------------------------------------	----

<i>Irregularidade de torção</i>	f_1	0.95
<i>Descontinuidade de pisos</i>	f_2	0.98
<i>Descontinuidade dos elementos verticais</i>	f_3	1.00
<i>Distribuição de massa</i>	f_4	0.95
<i>Corrosão</i>	f_5	0.97
<i>Elementos de fachada pesados</i>	f_6	1.00
<i>Pisos intermédios (Mezzanine)</i>	f_7	1.00
<i>Níveis de pisos desiguais</i>	f_8	1.00
<i>Qualidade do betão</i>	f_9	1.12
		Pisos -2 e -1 1.00
		R/C 1.00
		Piso 1 1.00
<i>Critério de pilar forte</i>	f_{10}	Piso 2 1.00
		Piso 3 1.00
		Piso 4 1.00
		Piso 5 1.00
<i>Espaçamento da armadura transversal</i>	f_{11}	1.00
<i>Tipo de solo</i>	f_{12}	1.00
<i>Tipo de fundações</i>	f_{13}	0.90
<i>Profundidade das fundações</i>	f_{14}	0.95

Tabela A7.11. Avaliação final do parâmetro P_1

Pisos -2 e -1	36
R/C	58
Piso 1	33
Piso 2	32
Piso 3	32
Piso 4	19
Piso 5	20

A7.3.2. Avaliação do mecanismo tipo pilar-curto, P_2 **Tabela A7.12.** Avaliação final do parâmetro 2

70

A7.3.3. Avaliação do piso crítico, P_3 **Tabela A7.13.** Cálculo dos valores de r_a e r_f

$h_{R/C}$ (m)	3.00
h_1 (m)	3.00
h_2 (m)	3.00
h_3 (m)	3.00
h_4 (m)	3.00
h_5 (m)	3.00

R/C			
$r_{a,x}$	1.00	$r_{a,y}$	1.00
$r_{r,x}$	1.00	$r_{r,y}$	1.00

Piso 1			
$r_{a,x}$	1.00	$r_{a,y}$	0.96
$r_{r,x}$	1.00	$r_{r,y}$	1.00

Piso 2			
$r_{a,x}$	1.00	$r_{a,y}$	1.00
$r_{r,x}$	1.00	$r_{r,y}$	1.00

Piso 3			
$r_{a,x}$	1.00	$r_{a,y}$	1.00
$r_{r,x}$	1.00	$r_{r,y}$	1.00

Piso 4			
$r_{a,x}$	1.00	$r_{a,y}$	1.00
$r_{r,x}$	1.00	$r_{r,y}$	1.00

Tabela A7.14. Avaliação final do parâmetro P_3

	x	y
R/C	100	100
Piso 1	100	98
Piso 2	100	100
Piso 3	100	100
Piso 4	100	100

A7.3.4. Avaliação de descontinuidades estruturais, P_4 **Tabela A7.15.** Avaliação final do parâmetro P_4

90

A7.3.5. Avaliação do efeito de *pounding*, P_5 **Tabela A7.16.** Avaliação final do parâmetro P_5

60

A7.3.6. Avaliação da liquefacção do solo, P_6 **Tabela A7.17.** Avaliação final do parâmetro P_6

60

A7.3.7. Avaliação da rotura do solo, P_7 **Tabela A7.18.** Avaliação final do parâmetro P_7

100

A7.3.8. Factor de correcção,**Tabela A7.19.** Avaliação do factor de correcção

	Sismo Afastado	Sismo Próximo
I		1.00
A ₀	0.05	0.08
t		1.00
n		0.30
α	1.32	

A7.3.9. Factor de correcção,**Tabela A7.20.** Avaliação do factor de correcção

	w _i	P _i
P ₁	4	75
P ₂	1	70
P ₃	3	293
P ₄	2	180
P ₅	1	60
P ₆	3	180
P ₇	2	200

Tabela A7.21. Resultado final da avaliação da vulnerabilidade sísmica.

<i>Final Score</i>
25

Anexo 8

Edifício de Habitação e Comércio 2

A8.1. Plantas de Arquitectura

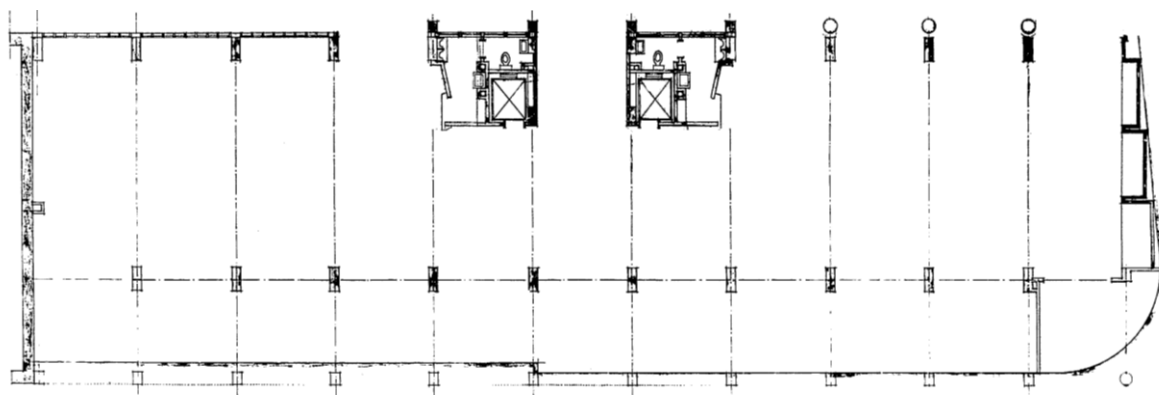


Figura A8.1. Planta de arquitectura dos Pisos -2 e -1.

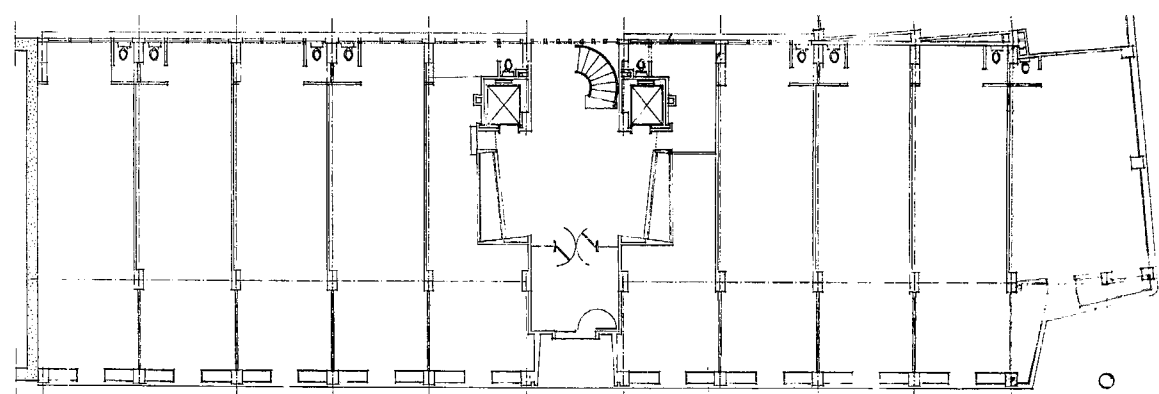


Figura A8.2. Planta de arquitectura do R/C.

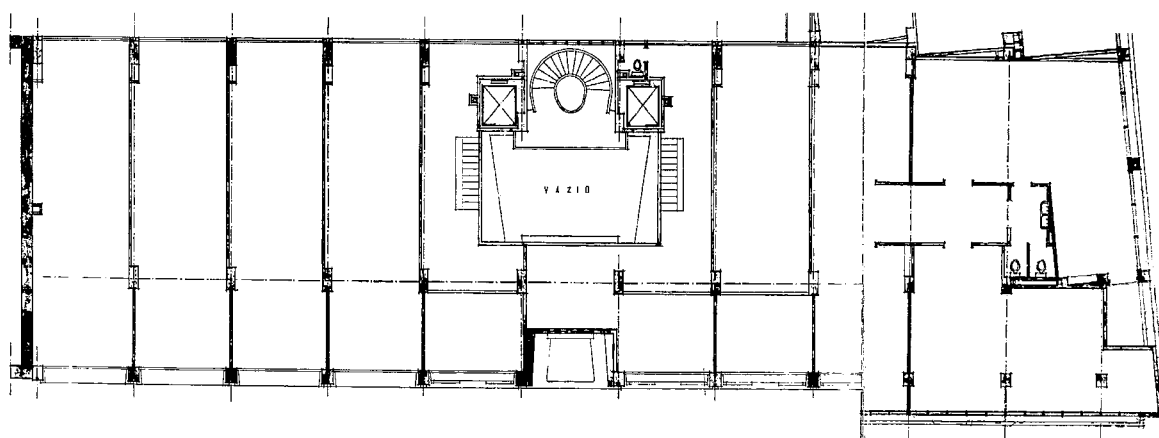


Figura A8.3. Planta de arquitectura do Piso 1.

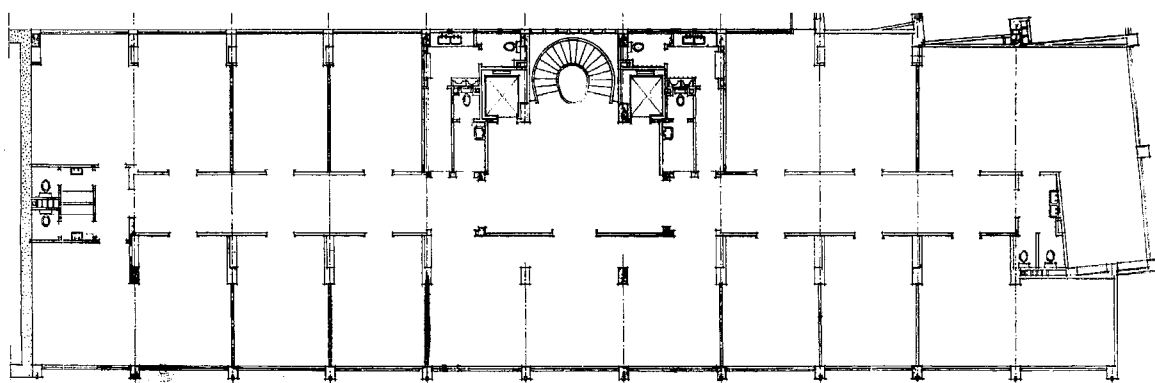


Figura A8.4. Planta de arquitectura dos Pisos 2 a 4.

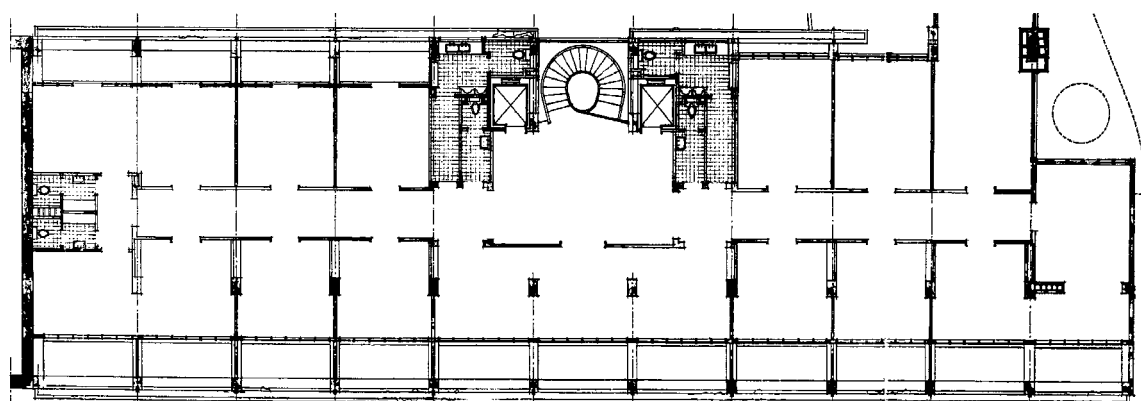


Figura A8.5. Planta de arquitectura do Piso 5.

A8.2. Tabelas de Cálculo

A8.2.1. Avaliação do parâmetro básico, P_1

Tabela A8.1. Definições básicas

L_x (m)	76.00
L_y (m)	24.50
A_p (m ²)	1862.00
I_{px} (m ⁴)	896242.67
I_{py} (m ⁴)	93138.79

Tabela A8.2. Rigidez efectiva resultante do Piso -2.

Piso -2							
A_c (m ²)	3.600	A_c (m ²)	3.600	I_{cx} (m ⁴)	0.04800	I_{cy} (m ⁴)	0.30000
A_c (m ²)	4.320	A_c (m ²)	4.320	I_{cx} (m ⁴)	0.05760	I_{cy} (m ⁴)	0.51840
A_c (m ²)	0.560	A_c (m ²)	0.560	I_{cx} (m ⁴)	0.00747	I_{cy} (m ⁴)	0.02287
A_c (m ²)	1.280	A_c (m ²)	1.280	I_{cx} (m ⁴)	0.01707	I_{cy} (m ⁴)	0.06827
A_{sx} (m ²)	25.20	A_{sy} (m ²)	18.60	I_{sx} (m ⁴)	12800.400	I_{sy} (m ⁴)	3135.800
A_{mx} (m ²)	0.00	A_{my} (m ²)	0.00	I_{mx} (m ⁴)	0.0000	I_{my} (m ⁴)	0.0000
$A_{ef,x}$	34.960	$A_{ef,y}$	28.360	$I_{ef,x}$	12800.530	$I_{ef,y}$	3136.710
C_{Ax}	3755.10	C_{Ay}	3046.19	C_{Ix}	2856.49	C_{Iy}	6735.56
$C_{A,ef}$	3888.87			$C_{I,ef}$	5457.35		

Tabela A8.3. Rigidez efectiva resultante do Piso -1.

Piso -1							
$A_c (m^2)$	7.200	$A_c (m^2)$	7.200	$I_{cx} (m^4)$	0.09600	$I_{cy} (m^4)$	0.60000
$A_c (m^2)$	0.480	$A_c (m^2)$	0.480	$I_{cx} (m^4)$	0.00640	$I_{cy} (m^4)$	0.01440
$A_c (m^2)$	0.640	$A_c (m^2)$	0.640	$I_{cx} (m^4)$	0.00853	$I_{cy} (m^4)$	0.03413
$A_c (m^2)$	0.680	$A_c (m^2)$	0.680	$I_{cx} (m^4)$	0.00907	$I_{cy} (m^4)$	0.04094
$A_{sx} (m^2)$	25.20	$A_{sy} (m^2)$	18.60	$I_{sx} (m^4)$	12800.400	$I_{sy} (m^4)$	3135.800
$A_{mx} (m^2)$	0.00	$A_{my} (m^2)$	0.00	$I_{mx} (m^4)$	0.0000	$I_{my} (m^4)$	0.0000
$A_{ef,x}$	34.200	$A_{ef,y}$	27.600	$I_{ef,x}$	12800.520	$I_{ef,y}$	3136.489
C_{Ax}	3673.47	C_{Ay}	2964.55	C_{Ix}	2856.49	C_{Iy}	6735.09
$C_{A,ef}$	3793.84			$C_{I,ef}$	5457.06		

Tabela A8.4. Rigidez efectiva resultante do R/C.

R/C							
$A_c (m^2)$	6.480	$A_c (m^2)$	6.480	$I_{cx} (m^4)$	0.08640	$I_{cy} (m^4)$	0.43740
$A_c (m^2)$	2.600	$A_c (m^2)$	2.600	$I_{cx} (m^4)$	0.03467	$I_{cy} (m^4)$	0.05417
$A_c (m^2)$	1.120	$A_c (m^2)$	1.120	$I_{cx} (m^4)$	0.01493	$I_{cy} (m^4)$	0.04573
$A_{sx} (m^2)$	1.50	$A_{sy} (m^2)$	3.00	$I_{sx} (m^4)$	0.7813	$I_{sy} (m^4)$	6.2500
$A_{mx} (m^2)$	29.85	$A_{my} (m^2)$	27.60	$I_{mx} (m^4)$	24626.87	$I_{my} (m^4)$	19467.20
$A_{ef,x}$	14.088	$A_{ef,y}$	15.408	$I_{ef,x}$	1971.067	$I_{ef,y}$	1564.163
C_{Ax}	1513.21	C_{Ay}	1654.99	C_{Ix}	439.85	C_{Iy}	3358.78
C_{Ar}	1833.48			C_{Ir}	2410.19		

Tabela A8.5. Rigidez efectiva resultante do Piso 1.

Piso 1							
$A_c (m^2)$	0.640	$A_c (m^2)$	0.640	$I_{cx} (m^4)$	0.00853	$I_{cy} (m^4)$	0.03413
$A_c (m^2)$	2.600	$A_c (m^2)$	2.600	$I_{cx} (m^4)$	0.03467	$I_{cy} (m^4)$	0.05417
$A_c (m^2)$	5.040	$A_c (m^2)$	5.040	$I_{cx} (m^4)$	0.06720	$I_{cy} (m^4)$	0.20580
$A_c (m^2)$	0.960	$A_c (m^2)$	0.960	$I_{cx} (m^4)$	0.01280	$I_{cy} (m^4)$	0.02880
$A_{sx} (m^2)$	1.50	$A_{sy} (m^2)$	3.00	$I_{sx} (m^4)$	0.7813	$I_{sy} (m^4)$	6.2500
$A_{mx} (m^2)$	36.90	$A_{my} (m^2)$	33.90	$I_{mx} (m^4)$	46521.68	$I_{my} (m^4)$	36072.43
$A_{ef,x}$	13.692	$A_{ef,y}$	14.952	$I_{ef,x}$	3722.638	$I_{ef,y}$	2892.367
C_{Ax}	1470.68	C_{Ay}	1606.02	C_{Ix}	830.72	C_{Iy}	6210.87
C_{Ar}	1780.83			C_{Ir}	4459.58		

Tabela A8.6. Rigidez efectiva resultante dos Pisos 2 a 4.

Pisos 2 a 4							
$A_c (m^2)$	5.040	$A_c (m^2)$	5.040	$I_{cx} (m^4)$	0.06720	$I_{cy} (m^4)$	0.20580
$A_c (m^2)$	2.600	$A_c (m^2)$	2.600	$I_{cx} (m^4)$	0.03467	$I_{cy} (m^4)$	0.05417
$A_c (m^2)$	0.960	$A_c (m^2)$	0.960	$I_{cx} (m^4)$	0.01280	$I_{cy} (m^4)$	0.02880
$A_{sx} (m^2)$	1.50	$A_{sy} (m^2)$	3.00	$I_{sx} (m^4)$	0.7813	$I_{sy} (m^4)$	6.2500
$A_{mx} (m^2)$	36.90	$A_{my} (m^2)$	33.90	$I_{mx} (m^4)$	46521.68	$I_{my} (m^4)$	36072.43
$A_{ef,x}$	13.052	$A_{ef,y}$	14.312	$I_{ef,x}$	3722.630	$I_{ef,y}$	2892.333
C_{Ax}	1401.93	C_{Ay}	1537.27	C_{Ix}	830.72	C_{Iy}	6210.80
C_{Ar}	1700.45			C_{Ir}	4459.53		

Tabela A8.7. Rigidez efectiva resultante do Piso 5.

Piso 5							
$A_c (m^2)$	4.200	$A_c (m^2)$	4.200	$I_{cx} (m^4)$	0.04288	$I_{cy} (m^4)$	0.12600
$A_c (m^2)$	0.688	$A_c (m^2)$	0.688	$I_{cx} (m^4)$	0.00358	$I_{cy} (m^4)$	0.00358
$A_c (m^2)$	0.350	$A_c (m^2)$	0.350	$I_{cx} (m^4)$	0.00357	$I_{cy} (m^4)$	0.00729
$A_{sx} (m^2)$	1.50	$A_{sy} (m^2)$	3.00	$I_{sx} (m^4)$	0.7813	$I_{sy} (m^4)$	6.2500
$A_{mx} (m^2)$	36.90	$A_{my} (m^2)$	33.90	$I_{mx} (m^4)$	46521.68	$I_{my} (m^4)$	36072.43
$A_{ef,x}$	9.690	$A_{ef,y}$	10.950	$I_{ef,x}$	3722.565	$I_{ef,y}$	2892.181
C_{Ax}	1040.76	C_{Ay}	1176.10	C_{Ix}	830.70	C_{Iy}	6210.48
C_{Ar}	1278.27			C_{Ir}	4459.30		

Tabela A8.8. Ajuste para a altura total, h_0

H (m)	18.5
h_0	513.85

Tabela A8.9. Factores de correcção da irregularidade, f_i

f_c (Mpa)	30.0					
	Piso -2	Piso -1	R/C	Piso 1	Pisos 2 a 4	Piso 5
$I_x (m^4)$	0.00542	0.00500	0.00389	0.00333	0.00328	0.00152
$I_y (m^4)$	0.03790	0.02873	0.01535	0.00873	0.00825	0.00415
$I_b (m^4)$	0.01707	0.01707	0.01143	0.00720	0.00417	0.00630
Espaçamento armadura transversal (cm)				15		

Irregularidade de torção	f_1	0.93
Descontinuidade de pisos	f_2	0.97
Descontinuidade dos elementos verticais	f_3	1.00
Distribuição de massa	f_4	0.95
Corrosão	f_5	0.97
Elementos de fachada pesados	f_6	1.00
Pisos intermédios (Mezzanine)	f_7	1.00
Níveis de pisos desiguais	f_8	0.90
Qualidade do betão	f_9	1.22
Critério de pilar forte	f_{10}	Piso -2 1.00
		Piso -1 1.00
		R/C 0.98
		Piso 1 0.98
		Pisos 2 a 4 1.00
		Piso 5 0.92
Espaçamento da armadura transversal	f_{11}	0.90
Tipo de solo	f_{12}	1.00
Tipo de fundações	f_{13}	0.90
Profundidade das fundações	f_{14}	0.95

Tabela A8.10. Avaliação final do parâmetro P_1

-	
Piso -2	13
Piso -1	13
R/C	6
Piso 1	8
Pisos 2 a 4	8
Piso 5	7

A8.2.2. Avaliação do mecanismo tipo pilar-curto, P_2

Tabela A8.11. Avaliação final do parâmetro P_2

70

A8.2.3. Avaliação do piso crítico, P_3 **Tabela A8.12.** Cálculo dos valores de r_a e r_f

$h_{R/C}$ (m)	3.00		
h_1 (m)	2.80		
h_2 (m)	2.80		
h_3 (m)	2.80		
h_4 (m)	2.80		
h_5 (m)	2.80		

R/C			
$r_{a,x}$	1.00	$r_{a,y}$	1.00
$r_{r,x}$	0.53	$r_{r,y}$	0.54

Pisos 2 e 3			
$r_{a,x}$	1.00	$r_{a,y}$	1.00
$r_{r,x}$	1.00	$r_{r,y}$	1.00

Piso 1			
$r_{a,x}$	1.00	$r_{a,y}$	1.00
$r_{r,x}$	1.00	$r_{r,y}$	1.00

Piso 4			
$r_{a,x}$	1.00	$r_{a,y}$	1.00
$r_{r,x}$	1.00	$r_{r,y}$	1.00

Tabela A8.13. Avaliação final do parâmetro P_3

	x	y
R/C	60	61
Piso 1	100	100
Pisos 2 e 3	100	100
Piso 4	100	100

A8.2.4. Avaliação de descontinuidades estruturais, P_4 **Tabela A8.14.** Avaliação final do parâmetro P_4

90

A8.2.5. Avaliação do efeito de *pounding*, P_5

Tabela A8.15. Avaliação final do parâmetro P_5

70

A8.2.6. Avaliação da liquefacção do solo, P_6

Tabela A8.16. Avaliação final do parâmetro P_6

60

A8.2.7. Avaliação da rotura do solo, P_7

Tabela A8.17. Avaliação final do parâmetro P_7

100

A8.2.8. Factor de correcção,

Tabela A8.18. Avaliação do factor de correcção

	Sismo Afastado	Sismo Próximo
I	1.20	
A_0	0.05	0.08
t	1.00	
n	0.60	
α	1.18	

A8.2.9. Factor de correcção,**Tabela A8.19.** Avaliação do factor de correcção

	w_i	P_i
P_1	4	23
P_2	1	70
P_3	3	181
P_4	2	180
P_5	1	70
P_6	3	180
P_7	2	200

Tabela A8.20. Resultado final da avaliação da vulnerabilidade sísmica.

<i>Resultado Final</i>
<i>7</i>

Anexo 9

Outros Edifícios 2

A9.1. Tabelas de Cálculo

A9.1.1. Avaliação do parâmetro básico, P_1

Tabela A9.1. Definições básicas

L_x (m)	27.75
L_y (m)	26.00
A_p (m ²)	721.50
I_{px} (m ⁴)	46300.01
I_{py} (m ⁴)	40644.50

Tabela A9.2. Rigidez efectiva resultante do Piso -1.

Piso -1							
A_c (m ²)	0.450	A_c (m ²)	0.450	I_{cx} (m ⁴)	0.00338	I_{cy} (m ⁴)	0.00938
A_c (m ²)	0.300	A_c (m ²)	0.300	I_{cx} (m ⁴)	0.00156	I_{cy} (m ⁴)	0.00900
A_c (m ²)	0.320	A_c (m ²)	0.320	I_{cx} (m ⁴)	0.00427	I_{cy} (m ⁴)	0.01707
A_c (m ²)	0.360	A_c (m ²)	0.360	I_{cx} (m ⁴)	0.02430	I_{cy} (m ⁴)	0.00480
A_c (m ²)	1.750	A_c (m ²)	1.750	I_{cx} (m ⁴)	0.14583	I_{cy} (m ⁴)	0.00911
A_c (m ²)	0.300	A_c (m ²)	0.300	I_{cx} (m ⁴)	0.00625	I_{cy} (m ⁴)	0.00225
A_c (m ²)	0.313	A_c (m ²)	0.313	I_{cx} (m ⁴)	0.00163	I_{cy} (m ⁴)	0.00163
A_c (m ²)	0.225	A_c (m ²)	0.225	I_{cx} (m ⁴)	0.00117	I_{cy} (m ⁴)	0.01519
A_c (m ²)	1.080	A_c (m ²)	1.080	I_{cx} (m ⁴)	0.00810	I_{cy} (m ⁴)	0.07290
A_c (m ²)	1.680	A_c (m ²)	1.680	I_{cx} (m ⁴)	0.01260	I_{cy} (m ⁴)	0.06860
A_c (m ²)	0.210	A_c (m ²)	0.210	I_{cx} (m ⁴)	0.00858	I_{cy} (m ⁴)	0.00158
A_c (m ²)	0.225	A_c (m ²)	0.225	I_{cx} (m ⁴)	0.01519	I_{cy} (m ⁴)	0.00117
A_c (m ²)	0.200	A_c (m ²)	0.200	I_{cx} (m ⁴)	0.00104	I_{cy} (m ⁴)	0.01067
A_c (m ²)	0.128	A_c (m ²)	0.128	I_{cx} (m ⁴)	0.00036	I_{cy} (m ⁴)	0.00277
A_c (m ²)	0.600	A_c (m ²)	0.600	I_{cx} (m ⁴)	0.01800	I_{cy} (m ⁴)	0.01250
A_c (m ²)	0.360	A_c (m ²)	0.360	I_{cx} (m ⁴)	0.00270	I_{cy} (m ⁴)	0.00270
A_c (m ²)	0.180	A_c (m ²)	0.180	I_{cx} (m ⁴)	0.00135	I_{cy} (m ⁴)	0.00540
A_c (m ²)	0.173	A_c (m ²)	0.173	I_{cx} (m ⁴)	0.00134	I_{cy} (m ⁴)	0.00441
A_c (m ²)	1.611	A_c (m ²)	1.611	I_{cx} (m ⁴)	0.02705	I_{cy} (m ⁴)	0.03985
A_{sx} (m ²)	11.07	A_{sy} (m ²)	3.90	I_{sx} (m ⁴)	1256.085	I_{sy} (m ⁴)	54.925
A_{mx} (m ²)	0.00	A_{my} (m ²)	0.00	I_{mx} (m ⁴)	0.00000	I_{my} (m ⁴)	0.00000
$A_{ef,x}$	21.533	$A_{ef,y}$	14.363	$I_{ef,x}$	1256.370	$I_{ef,y}$	55.216
C_{Ax}	5969.08	C_{Ay}	3981.56	C_{Ix}	5427.08	C_{Iy}	271.70
$C_{A,ef}$	5622.00		$C_{I,ef}$		3845.89		

Tabela A9.3. Rigidez efectiva resultante do R/C.

R/C							
$A_c (m^2)$	0.450	$A_c (m^2)$	0.450	$I_{cx} (m^4)$	0.00338	$I_{cy} (m^4)$	0.00938
$A_c (m^2)$	0.300	$A_c (m^2)$	0.300	$I_{cx} (m^4)$	0.00156	$I_{cy} (m^4)$	0.00900
$A_c (m^2)$	0.320	$A_c (m^2)$	0.320	$I_{cx} (m^4)$	0.00427	$I_{cy} (m^4)$	0.01707
$A_c (m^2)$	0.360	$A_c (m^2)$	0.360	$I_{cx} (m^4)$	0.02430	$I_{cy} (m^4)$	0.00480
$A_c (m^2)$	1.250	$A_c (m^2)$	1.250	$I_{cx} (m^4)$	0.10417	$I_{cy} (m^4)$	0.00651
$A_c (m^2)$	0.450	$A_c (m^2)$	0.450	$I_{cx} (m^4)$	0.00938	$I_{cy} (m^4)$	0.00338
$A_c (m^2)$	0.313	$A_c (m^2)$	0.313	$I_{cx} (m^4)$	0.00163	$I_{cy} (m^4)$	0.00163
$A_c (m^2)$	0.225	$A_c (m^2)$	0.225	$I_{cx} (m^4)$	0.00117	$I_{cy} (m^4)$	0.01519
$A_c (m^2)$	1.080	$A_c (m^2)$	1.080	$I_{cx} (m^4)$	0.00810	$I_{cy} (m^4)$	0.07290
$A_c (m^2)$	1.470	$A_c (m^2)$	1.470	$I_{cx} (m^4)$	0.01103	$I_{cy} (m^4)$	0.06003
$A_c (m^2)$	0.210	$A_c (m^2)$	0.210	$I_{cx} (m^4)$	0.00858	$I_{cy} (m^4)$	0.00158
$A_c (m^2)$	0.225	$A_c (m^2)$	0.225	$I_{cx} (m^4)$	0.01519	$I_{cy} (m^4)$	0.00117
$A_c (m^2)$	0.200	$A_c (m^2)$	0.200	$I_{cx} (m^4)$	0.00104	$I_{cy} (m^4)$	0.01067
$A_c (m^2)$	0.128	$A_c (m^2)$	0.128	$I_{cx} (m^4)$	0.00036	$I_{cy} (m^4)$	0.00277
$A_c (m^2)$	0.600	$A_c (m^2)$	0.600	$I_{cx} (m^4)$	0.01800	$I_{cy} (m^4)$	0.01250
$A_c (m^2)$	0.360	$A_c (m^2)$	0.360	$I_{cx} (m^4)$	0.00270	$I_{cy} (m^4)$	0.00270
$A_c (m^2)$	0.180	$A_c (m^2)$	0.180	$I_{cx} (m^4)$	0.00135	$I_{cy} (m^4)$	0.00540
$A_c (m^2)$	0.173	$A_c (m^2)$	0.173	$I_{cx} (m^4)$	0.00134	$I_{cy} (m^4)$	0.00441
$A_c (m^2)$	0.805	$A_c (m^2)$	0.805	$I_{cx} (m^4)$	0.01352	$I_{cy} (m^4)$	0.01992
$A_c (m^2)$	0.565	$A_c (m^2)$	0.565	$I_{cx} (m^4)$	0.01272	$I_{cy} (m^4)$	0.01272
$A_c (m^2)$	0.288	$A_c (m^2)$	0.288	$I_{cx} (m^4)$	0.01112	$I_{cy} (m^4)$	0.00193
$A_{sx} (m^2)$	0.45	$A_{sy} (m^2)$	0.90	$I_{sx} (m^4)$	0.0844	$I_{sy} (m^4)$	0.6750
$A_{mx} (m^2)$	6.60	$A_{my} (m^2)$	16.20	$I_{mx} (m^4)$	266.200	$I_{my} (m^4)$	3936.60
$A_{mx} (m^2)$	1.50	$A_{my} (m^2)$	3.60	$I_{mx} (m^4)$	25.000	$I_{my} (m^4)$	43.20
$A_{ef,x}$	11.049	$A_{ef,y}$	12.435	$I_{ef,x}$	23.635	$I_{ef,y}$	319.335
C_{Ax}	3062.78	C_{Ay}	3446.98	C_{Ix}	102.10	C_{Iy}	1571.35
$C_{A,ef}$	3755.26			$C_{I,ef}$	1115.19		

Tabela A9.4. Rigidez efetiva resultante dos Pisos 1 e 2.

Pisos 1 e 2							
$A_c (m^2)$	0.480	$A_c (m^2)$	0.480	$I_{cx} (m^4)$	0.00360	$I_{cy} (m^4)$	0.00640
$A_c (m^2)$	0.240	$A_c (m^2)$	0.240	$I_{cx} (m^4)$	0.00320	$I_{cy} (m^4)$	0.00180
$A_c (m^2)$	1.200	$A_c (m^2)$	1.200	$I_{cx} (m^4)$	0.00625	$I_{cy} (m^4)$	0.03600
$A_c (m^2)$	0.500	$A_c (m^2)$	0.500	$I_{cx} (m^4)$	0.00260	$I_{cy} (m^4)$	0.01042
$A_c (m^2)$	0.150	$A_c (m^2)$	0.150	$I_{cx} (m^4)$	0.00450	$I_{cy} (m^4)$	0.00078
$A_c (m^2)$	0.875	$A_c (m^2)$	0.875	$I_{cx} (m^4)$	0.00456	$I_{cy} (m^4)$	0.03573
$A_c (m^2)$	0.240	$A_c (m^2)$	0.240	$I_{cx} (m^4)$	0.00180	$I_{cy} (m^4)$	0.01280
$A_c (m^2)$	0.270	$A_c (m^2)$	0.270	$I_{cx} (m^4)$	0.01823	$I_{cy} (m^4)$	0.00203
$A_c (m^2)$	0.600	$A_c (m^2)$	0.600	$I_{cx} (m^4)$	0.03200	$I_{cy} (m^4)$	0.00313
$A_c (m^2)$	0.400	$A_c (m^2)$	0.400	$I_{cx} (m^4)$	0.00208	$I_{cy} (m^4)$	0.02133
$A_c (m^2)$	0.900	$A_c (m^2)$	0.900	$I_{cx} (m^4)$	0.00469	$I_{cy} (m^4)$	0.06075
$A_c (m^2)$	0.900	$A_c (m^2)$	0.900	$I_{cx} (m^4)$	0.06075	$I_{cy} (m^4)$	0.00469
$A_c (m^2)$	0.200	$A_c (m^2)$	0.200	$I_{cx} (m^4)$	0.00104	$I_{cy} (m^4)$	0.00267
$A_c (m^2)$	0.188	$A_c (m^2)$	0.188	$I_{cx} (m^4)$	0.00879	$I_{cy} (m^4)$	0.00098
$A_c (m^2)$	0.128	$A_c (m^2)$	0.128	$I_{cx} (m^4)$	0.00093	$I_{cy} (m^4)$	0.00125
$A_c (m^2)$	0.128	$A_c (m^2)$	0.128	$I_{cx} (m^4)$	0.00036	$I_{cy} (m^4)$	0.00277
$A_{sx} (m^2)$	0.45	$A_{sy} (m^2)$	0.90	$I_{sx} (m^4)$	0.0844	$I_{sy} (m^4)$	0.6750
$A_{mx} (m^2)$	6.60	$A_{my} (m^2)$	16.20	$I_{mx} (m^4)$	266.200	$I_{my} (m^4)$	3936.60
$A_{mx} (m^2)$	3.75	$A_{my} (m^2)$	9.00	$I_{mx} (m^4)$	390.625	$I_{my} (m^4)$	675.00
$A_{ef,x}$	8.676	$A_{ef,y}$	10.314	$I_{ef,x}$	52.786	$I_{ef,y}$	369.807
C_{Ax}	2404.85	C_{Ay}	2858.91	C_{Ix}	228.02	C_{Iy}	1819.71
$C_{A,ef}$	3019.63			$C_{I,ef}$	1304.19		

Tabela A9.5. Rigidez efectiva resultante dos Pisos 3 e 4.

Pisos 3 e 4							
$A_c (m^2)$	0.540	$A_c (m^2)$	0.540	$I_{cx} (m^4)$	0.00405	$I_{cy} (m^4)$	0.00405
$A_c (m^2)$	1.000	$A_c (m^2)$	1.000	$I_{cx} (m^4)$	0.00521	$I_{cy} (m^4)$	0.02083
$A_c (m^2)$	0.800	$A_c (m^2)$	0.800	$I_{cx} (m^4)$	0.00417	$I_{cy} (m^4)$	0.01067
$A_c (m^2)$	0.125	$A_c (m^2)$	0.125	$I_{cx} (m^4)$	0.00260	$I_{cy} (m^4)$	0.00065
$A_c (m^2)$	0.360	$A_c (m^2)$	0.360	$I_{cx} (m^4)$	0.00270	$I_{cy} (m^4)$	0.01080
$A_c (m^2)$	0.180	$A_c (m^2)$	0.180	$I_{cx} (m^4)$	0.00540	$I_{cy} (m^4)$	0.00135
$A_c (m^2)$	0.900	$A_c (m^2)$	0.900	$I_{cx} (m^4)$	0.02700	$I_{cy} (m^4)$	0.00469
$A_c (m^2)$	0.900	$A_c (m^2)$	0.900	$I_{cx} (m^4)$	0.00469	$I_{cy} (m^4)$	0.02700
$A_c (m^2)$	0.300	$A_c (m^2)$	0.300	$I_{cx} (m^4)$	0.00156	$I_{cy} (m^4)$	0.00225
$A_c (m^2)$	0.098	$A_c (m^2)$	0.098	$I_{cx} (m^4)$	0.00087	$I_{cy} (m^4)$	0.00031
$A_c (m^2)$	0.098	$A_c (m^2)$	0.098	$I_{cx} (m^4)$	0.00031	$I_{cy} (m^4)$	0.00087
$A_{sx} (m^2)$	0.45	$A_{sy} (m^2)$	0.90	$I_{sx} (m^4)$	0.0844	$I_{sy} (m^4)$	0.6750
$A_{mx} (m^2)$	6.60	$A_{my} (m^2)$	16.20	$I_{mx} (m^4)$	266.200	$I_{my} (m^4)$	3936.60
$A_{mx} (m^2)$	3.75	$A_{my} (m^2)$	4.50	$I_{mx} (m^4)$	195.313	$I_{my} (m^4)$	337.50
$A_{ef,x}$	6.578	$A_{ef,y}$	7.235	$I_{ef,x}$	37.064	$I_{ef,y}$	342.686
C_{Ax}	1823.42	C_{Ay}	2005.54	C_{Ix}	160.10	C_{Iy}	1686.26
$C_{A,ef}$	2214.44			$C_{I,ef}$	1201.68		

Tabela A9.6. Rigidez efectiva resultante do Piso 5.

Piso 5							
$A_c (m^2)$	0.540	$A_c (m^2)$	0.540	$I_{cx} (m^4)$	0.00405	$I_{cy} (m^4)$	0.00405
$A_c (m^2)$	1.350	$A_c (m^2)$	1.350	$I_{cx} (m^4)$	0.00703	$I_{cy} (m^4)$	0.01013
$A_c (m^2)$	0.250	$A_c (m^2)$	0.250	$I_{cx} (m^4)$	0.00130	$I_{cy} (m^4)$	0.00521
$A_c (m^2)$	0.120	$A_c (m^2)$	0.120	$I_{cx} (m^4)$	0.00160	$I_{cy} (m^4)$	0.00090
$A_c (m^2)$	0.800	$A_c (m^2)$	0.800	$I_{cx} (m^4)$	0.01067	$I_{cy} (m^4)$	0.00417
$A_c (m^2)$	0.600	$A_c (m^2)$	0.600	$I_{cx} (m^4)$	0.00313	$I_{cy} (m^4)$	0.00800
$A_c (m^2)$	0.063	$A_c (m^2)$	0.063	$I_{cx} (m^4)$	0.00033	$I_{cy} (m^4)$	0.00033
$A_c (m^2)$	0.098	$A_c (m^2)$	0.098	$I_{cx} (m^4)$	0.00087	$I_{cy} (m^4)$	0.00031
$A_c (m^2)$	0.098	$A_c (m^2)$	0.098	$I_{cx} (m^4)$	0.00031	$I_{cy} (m^4)$	0.00087
$A_{sx} (m^2)$	0.45	$A_{sy} (m^2)$	0.90	$I_{sx} (m^4)$	0.0844	$I_{sy} (m^4)$	0.6750
$A_{mx} (m^2)$	6.60	$A_{my} (m^2)$	16.20	$I_{mx} (m^4)$	266.200	$I_{my} (m^4)$	3936.60
$A_{mx} (m^2)$	3.75	$A_{my} (m^2)$	4.50	$I_{mx} (m^4)$	195.313	$I_{my} (m^4)$	337.50
$A_{ef,x}$	5.196	$A_{ef,y}$	6.474	$I_{ef,x}$	37.035	$I_{ef,y}$	342.637
C_{Ax}	1440.19	C_{Ay}	1794.46	C_{lx}	159.98	C_{ly}	1686.02
C_{Ar}	1847.85			C_{lr}	1201.50		

Tabela A9.7. Rigidez efectiva resultante dos Pisos 6 e 7.

Pisos 6 e 7							
$A_c (m^2)$	0.540	$A_c (m^2)$	0.540	$I_{cx} (m^4)$	0.00405	$I_{cy} (m^4)$	0.00405
$A_c (m^2)$	0.500	$A_c (m^2)$	0.500	$I_{cx} (m^4)$	0.00260	$I_{cy} (m^4)$	0.00260
$A_c (m^2)$	1.575	$A_c (m^2)$	1.575	$I_{cx} (m^4)$	0.00820	$I_{cy} (m^4)$	0.01181
$A_c (m^2)$	0.100	$A_c (m^2)$	0.100	$I_{cx} (m^4)$	0.00052	$I_{cy} (m^4)$	0.00133
$A_c (m^2)$	0.450	$A_c (m^2)$	0.450	$I_{cx} (m^4)$	0.00338	$I_{cy} (m^4)$	0.00234
$A_c (m^2)$	0.068	$A_c (m^2)$	0.068	$I_{cx} (m^4)$	0.00038	$I_{cy} (m^4)$	0.00013
$A_c (m^2)$	0.068	$A_c (m^2)$	0.068	$I_{cx} (m^4)$	0.00013	$I_{cy} (m^4)$	0.00038
$A_{sx} (m^2)$	0.45	$A_{sy} (m^2)$	0.90	$I_{sx} (m^4)$	0.0844	$I_{sy} (m^4)$	0.6750
$A_{mx} (m^2)$	3.00	$A_{my} (m^2)$	8.10	$I_{mx} (m^4)$	25.000	$I_{my} (m^4)$	492.08
$A_{mx} (m^2)$	3.75	$A_{my} (m^2)$	4.50	$I_{mx} (m^4)$	195.313	$I_{my} (m^4)$	337.50
$A_{ef,x}$	4.290	$A_{ef,y}$	5.208	$I_{ef,x}$	17.729	$I_{ef,y}$	67.064
C_{Ax}	1189.19	C_{Ay}	1443.66	C_{lx}	76.58	C_{ly}	330.00
$C_{A,ef}$	1507.45			$C_{l,ef}$	244.03		

Tabela A9.8. Ajuste para a altura total, h_0

H (m)	26.5
h_0	614.65

Tabela A9.9. Factores de correcção da irregularidade, f_i

f_c (Mpa)	30.0
-------------	------

	Piso -1	R/C	Pisos 1 e 2	Pisos 3 e 4	Piso 5	Pisos 6 e 7
I_x (m ⁴)	0.00569	0.00520	0.00353	0.00133	0.00067	0.00044
I_y (m ⁴)	0.00582	0.00563	0.00463	0.00190	0.00077	0.00051
I_b (m ⁴)	0.00540	0.00540	0.00260	0.00152	0.00152	0.00260

Espaçamento armadura transversal (cm)	25
---------------------------------------	----

Irregularidade de torção	f_1	1.00
Descontinuidade de pisos	f_2	0.98
Descontinuidade dos elementos verticais	f_3	1.00
Distribuição de massa	f_4	1.00
Corrosão	f_5	0.97
Elementos de fachada pesados	f_6	1.00
Pisos intermédios (Mezzanine)	f_7	1.00
Níveis de pisos desiguais	f_8	1.00
Qualidade do betão	f_9	1.22
		Piso -1 1.00
		R/C 1.00
		Pisos 1 e 2 1.00
		Pisos 3 e 4 1.00
		Piso 5 0.93
		Pisos 6 e 7 0.84
Crítério de pilar forte	f_{10}	
Espaçamento da armadura transversal	f_{11}	0.88
Tipo de solo	f_{12}	1.00
Tipo de fundações	f_{13}	1.00
Profundidade das fundações	f_{14}	0.95

Tabela A9.10. Avaliação final do parâmetro P_1

Piso -1	15
R/C	8
Pisos 1 e 2	7
Pisos 3 e 4	5
Piso 5	4
Pisos 6 e 7	2

A9.1.2. Avaliação do mecanismo tipo pilar-curto, P_2 **Tabela A9.11.** Avaliação final do parâmetro P_2

70

A9.1.3. Avaliação do piso crítico, P_3 **Tabela A9.12.** Cálculo dos valores de r_a e r_f

$h_{R/C}$ (m)	3.50
h_1 (m)	3.00
h_2 (m)	3.00
h_3 (m)	3.00
h_4 (m)	3.00
h_5 (m)	3.00
h_6 (m)	3.00
h_7 (m)	3.00

R/C			
$r_{a,x}$	1.00	$r_{a,y}$	1.00
$r_{r,x}$	0.45	$r_{r,y}$	0.86

Piso 1			
$r_{a,x}$	1.00	$r_{a,y}$	1.00
$r_{r,x}$	1.00	$r_{r,y}$	1.00

Piso 2			
$r_{a,x}$	1.00	$r_{a,y}$	1.00
$r_{r,x}$	1.00	$r_{r,y}$	1.00

Piso 3			
$r_{a,x}$	1.00	$r_{a,y}$	1.00
$r_{r,x}$	1.00	$r_{r,y}$	1.00

Piso 4			
$r_{a,x}$	1.00	$r_{a,y}$	1.00
$r_{r,x}$	1.00	$r_{r,y}$	1.00

Piso 5			
$r_{a,x}$	1.00	$r_{a,y}$	1.00
$r_{r,x}$	1.00	$r_{r,y}$	1.00

Piso 6			
$r_{a,x}$	1.00	$r_{a,y}$	1.00
$r_{r,x}$	1.00	$r_{r,y}$	1.00

Tabela A9.13. Avaliação final do parâmetro P_3

	x	y
R/C	47	69
Piso 1	100	100
Piso 2	100	100
Piso 3	100	100
Piso 4	100	100
Piso 5	100	100
Piso 6	100	100

A9.1.4. Avaliação de descontinuidades estruturais, P_4 **Tabela A9.14.** Avaliação final do parâmetro P_4

90

A9.1.5. Avaliação do efeito de *pounding*, P_5 **Tabela A9.15.** Avaliação final do parâmetro P_5

100

A9.1.6. Avaliação da liquefacção do solo, P_6 **Tabela A9.16.** Avaliação final do parâmetro P_6

45

A9.1.7. Avaliação da rotura do solo, P_7 **Tabela A9.17.** Avaliação final do parâmetro P_7

35

A9.1.8. Factor de correcção,**Tabela A9.18.** Avaliação do factor de correcção

	Sismo Afastado	Sismo Próximo
I	1.00	
A_0	0.05	0.08
t	1.00	
n	0.30	
α	1.32	

A9.1.9. Factor de correcção,**Tabela A9.19.** Avaliação do factor de correcção

	w_i	P_i
P_1	4	9
P_2	1	70
P_3	3	140
P_4	2	180
P_5	1	100
P_6	3	135
P_7	2	70

Tabela A9.20. Resultado final da avaliação da vulnerabilidade sísmica.

Resultado Final
3

Anexo 10

Outros Edifícios 3

A10.1. Tabelas de Cálculo

A10.1.1. Avaliação do parâmetro básico, P_1

Tabela A10.1. Definições básicas

L_x (m)	40.30
L_y (m)	17.00
A_p (m ²)	685.10
I_{px} (m ⁴)	92722.00
I_{py} (m ⁴)	16499.49

Tabela A10.2. Rigidez efectiva resultante do R/C.

R/C							
A_c (m ²)	0.630	A_c (m ²)	0.630	I_{cx} (m ⁴)	0.00643	I_{cy} (m ⁴)	0.01063
A_c (m ²)	5.670	A_c (m ²)	5.670	I_{cx} (m ⁴)	0.05788	I_{cy} (m ⁴)	0.09568
A_c (m ²)	0.720	A_c (m ²)	0.720	I_{cx} (m ⁴)	0.00240	I_{cy} (m ⁴)	0.01215
A_{sx} (m ²)	0.00	A_{sy} (m ²)	0.00	I_{sx} (m ⁴)	0.000	I_{sy} (m ⁴)	0.000
A_{mx} (m ²)	16.50	A_{my} (m ²)	14.40	I_{mx} (m ⁴)	4159.38	I_{my} (m ⁴)	2764.80
$A_{ef,x}$	8.340	$A_{ef,y}$	8.172	$I_{ef,x}$	332.817	$I_{ef,y}$	221.302
C_{Ax}	2434.68	C_{Ay}	2385.64	C_{ix}	717.88	C_{iy}	2682.54
$C_{A,ef}$	2813.40		$C_{I,ef}$		2011.56		

Tabela A10.3. Rigidez efectiva resultante dos Pisos 1 e 2.

Pisos 1 e 2							
$A_c (m^2)$	0.315	$A_c (m^2)$	0.315	$I_{cx} (m^4)$	0.00322	$I_{cy} (m^4)$	0.00532
$A_c (m^2)$	0.243	$A_c (m^2)$	0.243	$I_{cx} (m^4)$	0.00148	$I_{cy} (m^4)$	0.00410
$A_c (m^2)$	2.331	$A_c (m^2)$	2.331	$I_{cx} (m^4)$	0.02380	$I_{cy} (m^4)$	0.02659
$A_c (m^2)$	2.025	$A_c (m^2)$	2.025	$I_{cx} (m^4)$	0.01055	$I_{cy} (m^4)$	0.03417
$A_c (m^2)$	0.296	$A_c (m^2)$	0.296	$I_{cx} (m^4)$	0.00099	$I_{cy} (m^4)$	0.00338
$A_c (m^2)$	0.240	$A_c (m^2)$	0.240	$I_{cx} (m^4)$	0.00080	$I_{cy} (m^4)$	0.00180
$A_{sx} (m^2)$	0.00	$A_{sy} (m^2)$	0.00	$I_{sx} (m^4)$	0.0000	$I_{sy} (m^4)$	0.0000
$A_{mx} (m^2)$	21.00	$A_{my} (m^2)$	22.80	$I_{mx} (m^4)$	8575.00	$I_{my} (m^4)$	10974.40
$A_{ef,x}$	7.130	$A_{ef,y}$	7.274	$I_{ef,x}$	686.041	$I_{ef,y}$	878.027
C_{Ax}	2081.45	C_{Ay}	2123.49	C_{Ix}	1479.78	C_{Iy}	10643.08
$C_{A,ef}$	2454.34			$C_{I,ef}$	7651.32		

Tabela A10.4. Rigidez efectiva resultante do Piso 3.

Piso 3							
$A_c (m^2)$	0.315	$A_c (m^2)$	0.315	$I_{cx} (m^4)$	0.00322	$I_{cy} (m^4)$	0.00532
$A_c (m^2)$	0.243	$A_c (m^2)$	0.243	$I_{cx} (m^4)$	0.00148	$I_{cy} (m^4)$	0.00410
$A_c (m^2)$	2.331	$A_c (m^2)$	2.331	$I_{cx} (m^4)$	0.02380	$I_{cy} (m^4)$	0.02659
$A_c (m^2)$	1.620	$A_c (m^2)$	1.620	$I_{cx} (m^4)$	0.00540	$I_{cy} (m^4)$	0.02734
$A_c (m^2)$	0.296	$A_c (m^2)$	0.296	$I_{cx} (m^4)$	0.00099	$I_{cy} (m^4)$	0.00338
$A_c (m^2)$	0.240	$A_c (m^2)$	0.240	$I_{cx} (m^4)$	0.00080	$I_{cy} (m^4)$	0.00180
$A_{sx} (m^2)$	0.00	$A_{sy} (m^2)$	0.00	$I_{sx} (m^4)$	0.0000	$I_{sy} (m^4)$	0.0000
$A_{mx} (m^2)$	21.00	$A_{my} (m^2)$	22.80	$I_{mx} (m^4)$	8575.00	$I_{my} (m^4)$	10974.40
$A_{ef,x}$	6.725	$A_{ef,y}$	6.869	$I_{ef,x}$	686.036	$I_{ef,y}$	878.021
C_{Ax}	1963.22	C_{Ay}	2005.25	C_{Ix}	1479.77	C_{Iy}	10643.00
$C_{A,ef}$	2315.97			$C_{I,ef}$	7651.26		

Tabela A10.5. Ajuste para a altura total, h_0

H (m)	16
h_0	466.6

Tabela A10.6. Factores de correcção da irregularidade, f_i

f_c (Mpa)	25.0		
	R/C	Pisos 1 e 2	Piso 3
I_x (m ⁴)	0.00139	0.00085	0.00074
I_y (m ⁴)	0.00247	0.00157	0.00143
I_b (m ⁴)	0.00572	0.00208	0.00208
Espaçamento armadura transversal (cm)		15	
<i>Irregularidade de torção</i>	f_1	1.00	
<i>Descontinuidade de pisos</i>	f_2	1.00	
<i>Descontinuidade dos elementos vertic</i>	f_3	1.00	
<i>Distribuição de massa</i>	f_4	1.00	
<i>Corrosão</i>	f_5	0.97	
<i>Elementos de fachada pesados</i>	f_6	1.00	
<i>Pisos intermédios (Mezzanine)</i>	f_7	1.00	
<i>Níveis de pisos desiguais</i>	f_8	1.00	
<i>Qualidade do betão</i>	f_9	1.12	
		R/C	0.90
<i>Critério de pilar forte</i>	f_{10}	Pisos 1 e 2	0.95
		Piso 3	0.94
<i>Espaçamento da armadura transver.</i>	f_{11}	1.00	
<i>Tipo de solo</i>	f_{12}	0.95	
<i>Tipo de fundações</i>	f_{13}	0.90	
<i>Profundidade das fundações</i>	f_{14}	1.00	

Tabela A10.7. Avaliação final do parâmetro P_1

R/C	9
Piso 1 e 2	19
Piso 3 e 4	19

A10.1.2. Avaliação do mecanismo tipo pilar-curto, P_2 **Tabela A10.8.** Avaliação final do parâmetro P_2

70

A10.1.3. Avaliação do piso crítico, P_3 **Tabela A10.9.** Cálculo dos valores de r_a e r_f

$h_{R/C}$ (m)	3.20
h_1 (m)	2.80
h_2 (m)	2.80
h_3 (m)	2.80

R/C			
$r_{a,x}$	1.00	$r_{a,y}$	1.00
$r_{r,x}$	0.49	$r_{r,y}$	0.25

Piso 1			
$r_{a,x}$	1.00	$r_{a,y}$	1.00
$r_{r,x}$	1.00	$r_{r,y}$	1.00

Piso 2			
$r_{a,x}$	1.00	$r_{a,y}$	1.00
$r_{r,x}$	1.00	$r_{r,y}$	1.00

Tabela A10.10. Avaliação final do parâmetro P_3

	x	y
R/C	51	34
Piso 1	100	100
Piso 2	100	100

A10.1.4. Avaliação de descontinuidades estruturais, P_4 **Tabela A10.11.** Avaliação final do parâmetro P_4

90

A10.1.5. Avaliação do efeito de *pounding*, P_5 **Tabela A10.12.** Avaliação final do parâmetro P_5

70

A10.1.6. Avaliação da liquefacção do solo, P_6 **Tabela A10.13.** Avaliação final do parâmetro P_6

45

A10.1.7. Avaliação da rotura do solo, P_7 **Tabela A10.14.** Avaliação final do parâmetro P_7

35

A10.1.8. Factor de correcção,**Tabela A10.15.** Avaliação do factor de correcção

	Sismo Afastado	Sismo Próximo
I	1.00	
A_0	0.05	0.08
t	1.00	
n	0.30	
α	1.32	

A10.1.9. Factor de correcção,**Tabela A10.16.** Avaliação do factor de correcção

	w_i	P_i
P_1	4	34
P_2	1	70
P_3	3	103
P_4	2	180
P_5	1	70
P_6	3	135
P_7	2	70

Tabela A10.17. Resultado final da avaliação da vulnerabilidade sísmica.

Resultado Final
10

Anexo 11

Edifício de Habitação e Comércio 3

A11.1. Tabelas de Cálculo

A11.1.1. Avaliação do parâmetro básico, P_1

Tabela A11.1. Definições básicas

L_x (m)	50.00
L_y (m)	18.00
A_p (m ²)	900.00
I_{px} (m ⁴)	187500.00
I_{py} (m ⁴)	24300.00

Tabela A11.2. Rigidez efectiva resultante do Piso -1

Piso -1							
A_c (m ²)	11.76	A_c (m ²)	11.760	I_{cx} (m ⁴)	0.48020	I_{cy} (m ⁴)	0.48020
A_c (m ²)	4.48	A_c (m ²)	4.480	I_{cx} (m ⁴)	0.18293	I_{cy} (m ⁴)	0.23893
A_c (m ²)	0.60	A_c (m ²)	0.600	I_{cx} (m ⁴)	0.01250	I_{cy} (m ⁴)	0.00450
A_c (m ²)	0.773	A_c (m ²)	0.773	I_{cx} (m ⁴)	0.01433	I_{cy} (m ⁴)	0.01433
A_{sx} (m ²)	9.00	A_{sy} (m ²)	6.00	I_{sx} (m ⁴)	675.0000	I_{sy} (m ⁴)	200.000
A_{mx} (m ²)	0.00	A_{my} (m ²)	0.00	I_{mx} (m ⁴)	0.00	I_{my} (m ⁴)	0.00
$A_{ef,x}$	26.613	$A_{ef,y}$	23.613	$I_{ef,x}$	675.690	$I_{ef,y}$	200.738
C_{Ax}	5913.90	C_{Ay}	5247.23	C_{lx}	720.74	C_{ly}	1652.16
$C_{A,ef}$	6437.48			$C_{l,ef}$	1347.87		

Tabela A11.3. Rigidez efectiva resultante do R/C.

R/C							
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	15.68	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	15.680	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.60025	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.60025
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.773	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.773	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.01433	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.01433
$A_{sx} \text{ (m}^2\text{)}$	2.72	$A_{sy} \text{ (m}^2\text{)}$	0.00	$I_{sx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.6551	$I_{sy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.000
$A_{mx} \text{ (m}^2\text{)}$	15.00	$A_{my} \text{ (m}^2\text{)}$	18.90	$I_{mx} \text{ (m}^4\text{)}$	3125.00	$I_{my} \text{ (m}^4\text{)}$	6251.18
$A_{ef,x}$	20.373	$A_{ef,y}$	17.965	$I_{ef,x}$	251.270	$I_{ef,y}$	500.709
C_{Ax}	4527.23	C_{Ay}	3992.12	C_{lx}	268.02	C_{ly}	4121.06
$C_{A,ef}$	4910.51			$C_{l,ef}$	2924.73		

Tabela A11.4. Rigidez efectiva resultante do Piso 1.

Piso 1							
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	15.68	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	15.680	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.60025	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.60025
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.773	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.773	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.01433	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.01433
$A_{sx} \text{ (m}^2\text{)}$	2.72	$A_{sy} \text{ (m}^2\text{)}$	0.00	$I_{sx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.6551	$I_{sy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.000
$A_{mx} \text{ (m}^2\text{)}$	24.00	$A_{my} \text{ (m}^2\text{)}$	33.90	$I_{mx} \text{ (m}^4\text{)}$	12800.00	$I_{my} \text{ (m}^4\text{)}$	39022.40
$A_{ef,x}$	21.093	$A_{ef,y}$	19.165	$I_{ef,x}$	1025.270	$I_{ef,y}$	3122.407
C_{Ax}	4687.23	C_{Ay}	4258.79	C_{lx}	1093.62	C_{ly}	25698.82
$C_{A,ef}$	5173.44			$C_{l,ef}$	18200.42		

Tabela A11.5. Rigidez efectiva resultante dos Pisos 2 e 3.

Pisos 2 e 3							
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	4.900	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	4.900	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.10208	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.20008
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	8.820	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	8.820	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.36015	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.36015
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.773	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.773	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.01433	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.01433
$A_{sx} \text{ (m}^2\text{)}$	2.72	$A_{sy} \text{ (m}^2\text{)}$	0.00	$I_{sx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.6551	$I_{sy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.000
$A_{mx} \text{ (m}^2\text{)}$	24.00	$A_{my} \text{ (m}^2\text{)}$	33.90	$I_{mx} \text{ (m}^4\text{)}$	12800.00	$I_{my} \text{ (m}^4\text{)}$	39022.40
$A_{ef,x}$	19.133	$A_{ef,y}$	17.205	$I_{ef,x}$	1025.132	$I_{ef,y}$	3122.367
C_{Ax}	4251.68	C_{Ay}	3823.23	C_{lx}	1093.47	C_{ly}	25698.49
$C_{A,ef}$	4664.25			$C_{l,ef}$	18200.18		

Tabela A11.6. Rigidez efectiva resultante dos Pisos 4 a 7.

Pisos 4 a 7							
A_c (m ²)	1.680	A_c (m ²)	1.680	I_{cx} (m ⁴)	0.10208	I_{cy} (m ⁴)	0.20008
A_c (m ²)	8.400	A_c (m ²)	8.400	I_{cx} (m ⁴)	0.36015	I_{cy} (m ⁴)	0.36015
A_c (m ²)	0.579	A_c (m ²)	0.579	I_{cx} (m ⁴)	0.00807	I_{cy} (m ⁴)	0.00807
A_{sx} (m ²)	2.72	A_{sy} (m ²)	0.00	I_{sx} (m ⁴)	0.6551	I_{sy} (m ⁴)	0.000
A_{mx} (m ²)	24.00	A_{my} (m ²)	33.90	I_{mx} (m ⁴)	12800.00	I_{my} (m ⁴)	39022.40
$A_{ef,x}$	15.299	$A_{ef,y}$	13.371	$I_{ef,x}$	1025.125	$I_{ef,y}$	3122.360
C_{Ax}	3399.87	C_{Ay}	2971.42	C_{Ix}	1093.47	C_{Iy}	25698.44
$C_{A,ef}$	3668.94			$C_{I,ef}$	18200.14		

Tabela A11.7. Rigidez efectiva resultante dos Pisos 8 a 12.

Pisos 8 a 12							
A_c (m ²)	2.520	A_c (m ²)	2.520	I_{cx} (m ⁴)	0.10208	I_{cy} (m ⁴)	0.20008
A_c (m ²)	7.000	A_c (m ²)	7.000	I_{cx} (m ⁴)	0.36015	I_{cy} (m ⁴)	0.36015
A_c (m ²)	0.386	A_c (m ²)	0.386	I_{cx} (m ⁴)	0.00410	I_{cy} (m ⁴)	0.00410
A_{sx} (m ²)	2.72	A_{sy} (m ²)	0.00	I_{sx} (m ⁴)	0.6551	I_{sy} (m ⁴)	0.000
A_{mx} (m ²)	24.00	A_{my} (m ²)	33.90	I_{mx} (m ⁴)	12800.00	I_{my} (m ⁴)	39022.40
$A_{ef,x}$	14.546	$A_{ef,y}$	12.618	$I_{ef,x}$	1025.121	$I_{ef,y}$	3122.356
C_{Ax}	3232.51	C_{Ay}	2804.06	C_{Ix}	1093.46	C_{Iy}	25698.41
$C_{A,ef}$	3473.49			$C_{I,ef}$	18200.12		

Tabela A11.8. Rigidez efectiva resultante dos Pisos 8 a 12.

Piso 13							
$A_c (m^2)$	1.620	$A_c (m^2)$	1.620	$I_{cx} (m^4)$	0.10208	$I_{cy} (m^4)$	0.20008
$A_c (m^2)$	0.630	$A_c (m^2)$	0.630	$I_{cx} (m^4)$	0.36015	$I_{cy} (m^4)$	0.36015
$A_c (m^2)$	2.800	$A_c (m^2)$	2.800	$I_{cx} (m^4)$	0.05833	$I_{cy} (m^4)$	0.11433
$A_c (m^2)$	0.386	$A_c (m^2)$	0.386	$I_{cx} (m^4)$	0.00410	$I_{cy} (m^4)$	0.00410
$A_{sx} (m^2)$	2.72	$A_{sy} (m^2)$	0.00	$I_{sx} (m^4)$	0.6551	$I_{sy} (m^4)$	0.000
$A_{mx} (m^2)$	24.00	$A_{my} (m^2)$	33.90	$I_{mx} (m^4)$	12800.00	$I_{my} (m^4)$	39022.40
$A_{ef,x}$	10.076	$A_{ef,y}$	8.148	$I_{ef,x}$	1025.180	$I_{ef,y}$	3122.471
C_{Ax}	2239.17	C_{Ay}	1810.73	C_{Ix}	1093.53	C_{Iy}	25699.35
$C_{A,ef}$	2315.05			$C_{I,ef}$	18200.78		

Tabela A11.9. Ajuste para a altura total, h_0

H (m)	45.7
h_0	543.226

Tabela A11.10. Factores de correcção da irregularidade, f_i

f_c (Mpa)	25.0
-------------	------

	Piso -1	R/C	Piso 1	Pisos 2 e 3	Pisos 4 a 7	Pisos 8 a 12	Piso 13
$I_x (m^4)$	0.01725	0.01707	0.01707	0.01324	0.01306	0.01295	0.01590
$I_y (m^4)$	0.01845	0.01707	0.01707	0.01596	0.01579	0.01568	0.02057
$I_b (m^4)$	0.00540	0.00540	0.00540	0.00540	0.00540	0.00228	0.00228

Espaçamento armadura transversal (cm)	20
---------------------------------------	----

Irregularidade de torção	f_1	0.98
Descontinuidade de pisos	f_2	0.97
Descontinuidade dos elementos verticais	f_3	1.00
Distribuição de massa	f_4	1.00
Corrosão	f_5	0.96
Elementos de fachada pesados	f_6	1.00
Pisos intermédios (Mezzanine)	f_7	1.00
Níveis de pisos desiguais	f_8	1.00
Qualidade do betão	f_9	1.12
		Piso -1 1.00
		R/C 1.00
		Piso 1 1.00
Critério de pilar forte	f_{10}	Pisos 2 e 3 1.00
		Pisos 4 a 7 1.00
		Pisos 8 a 12 1.00
		Piso 13 1.00
Espaçamento da armadura transversal	f_{11}	0.93
Tipo de solo	f_{12}	0.95
Tipo de fundações	f_{13}	0.90
Profundidade das fundações	f_{14}	1.00

Tabela A11.11. Avaliação final do parâmetro P_1

Piso -1	12
R/C	12
Piso 1	35
Piso 2 e 3	34
Piso 4 a 7	33
Piso 8 a 12	32
Piso 13	31

A11.1.2. Avaliação do mecanismo tipo pilar-curto, P_2

Tabela A11.12. Avaliação final do parâmetro P_2

70

A11.1.3. Avaliação do piso crítico, P_3 **Tabela A11.13.** Cálculo dos valores de r_a e r_f

$h_{R/C}$ (m)	3.50
$h_{1 \text{ a } 13}$ (m)	2.80

R/C			
$r_{a,x}$	0.97	$r_{a,y}$	0.94
$r_{r,x}$	0.25	$r_{r,y}$	0.16

Piso 1			
$r_{a,x}$	1.00	$r_{a,y}$	1.00
$r_{r,x}$	1.00	$r_{r,y}$	1.00

Piso 2			
$r_{a,x}$	1.00	$r_{a,y}$	1.00
$r_{r,x}$	1.00	$r_{r,y}$	1.00

Piso 3			
$r_{a,x}$	1.00	$r_{a,y}$	1.00
$r_{r,x}$	1.00	$r_{r,y}$	1.00

Piso 4 a 6			
$r_{a,x}$	1.00	$r_{a,y}$	1.00
$r_{r,x}$	1.00	$r_{r,y}$	1.00

Piso 7			
$r_{a,x}$	1.00	$r_{a,y}$	1.00
$r_{r,x}$	1.00	$r_{r,y}$	1.00

Piso 8 a 11			
$r_{a,x}$	1.00	$r_{a,y}$	1.00
$r_{r,x}$	1.00	$r_{r,y}$	1.00

Piso 12			
$r_{a,x}$	1.00	$r_{a,y}$	1.00
$r_{r,x}$	1.00	$r_{r,y}$	1.00

Tabela A11.14. Avaliação final do parâmetro P_3

	x	y
R/C	28	21
Piso 1	100	100
Piso 2	100	100
Piso 3	100	100
Piso 4 a 6	100	100
Piso 7	100	100
Piso 8 a 11	100	100
Piso 12	100	100

A11.1.4. Avaliação de descontinuidades estruturais, P_4 **Tabela A11.15.** Avaliação final do parâmetro P_4

90

A11.1.5. Avaliação do efeito de *pounding*, P_5 **Tabela A11.16.** Avaliação final do parâmetro P_5

70

A11.1.6. Avaliação da liquefacção do solo, P_6 **Tabela A11.17.** Avaliação final do parâmetro P_6

60

A11.1.7. Avaliação da rotura do solo, P_7 **Tabela A11.18.** Avaliação final do parâmetro P_7

35

A11.1.8. Factor de correcção,**Tabela A11.19.** Avaliação do factor de correcção

	Sismo Afastado	Sismo Próximo
I		1.00
A_0	0.05	0.08
t		1.00
n		0.30
α	1.32	

A11.1.9. Factor de correcção,**Tabela A11.20.** Avaliação do factor de correcção

	w_i	P_i
P_1	4	47
P_2	1	70
P_3	3	64
P_4	2	180
P_5	1	70
P_6	3	180
P_7	2	70

Tabela A11.21. Resultado final da avaliação da vulnerabilidade sísmica.

<i>Resultado Final</i>
13

Anexo 12

Edifício Escolar

A12.1. Plantas de Arquitectura

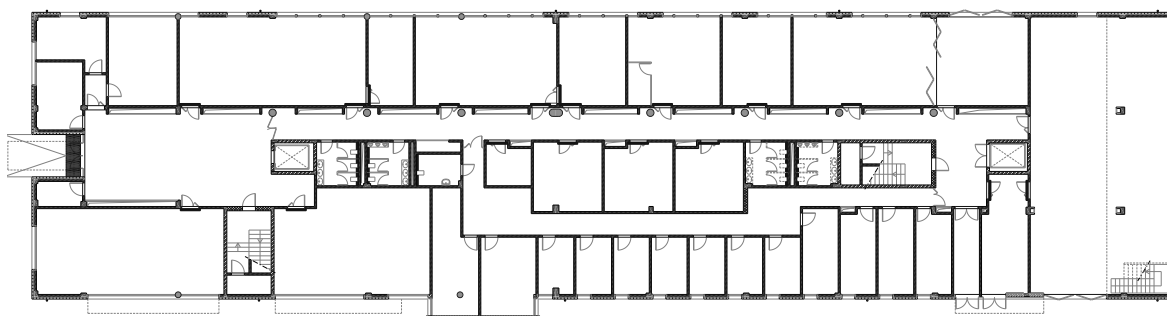


Figura A12.1. Planta de arquitectura do R/C.

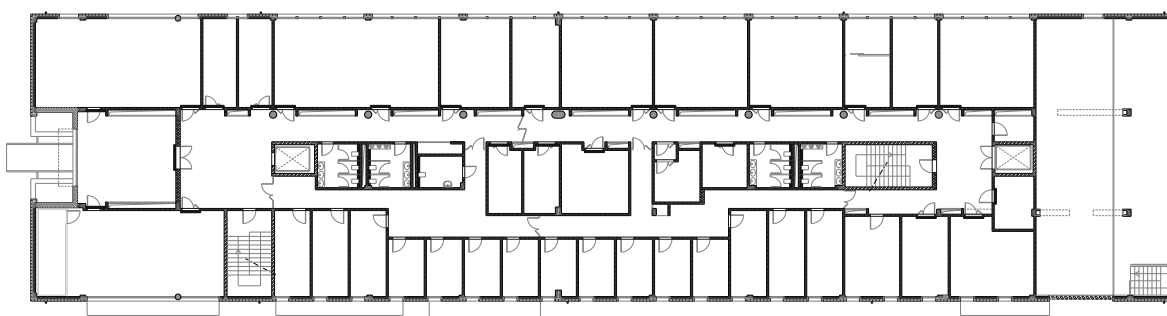


Figura A12.2. Planta de arquitectura do Piso 1.

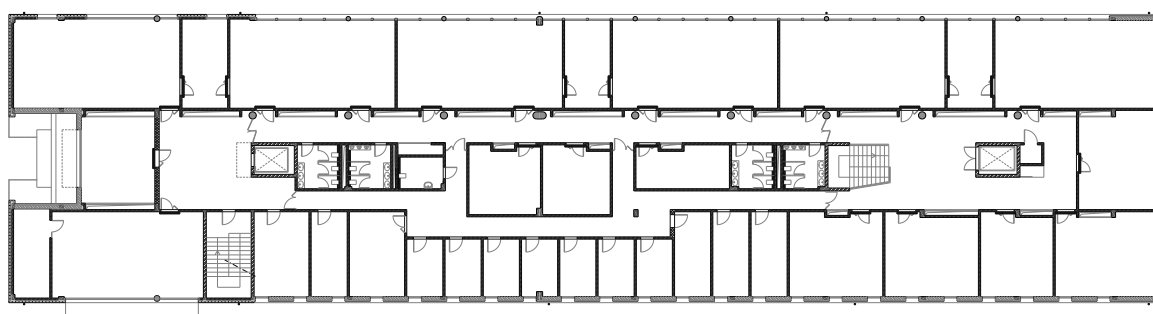


Figura A12.3. Planta de arquitectura do Piso 2.

A12.2. Plantas Estruturais



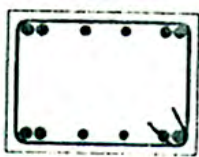

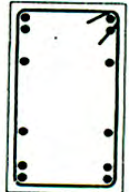
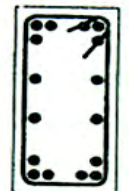
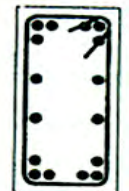

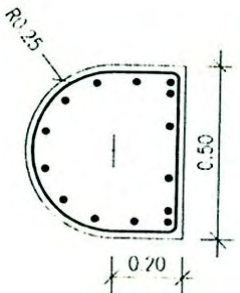
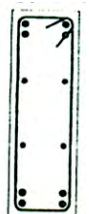
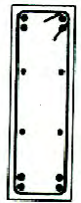
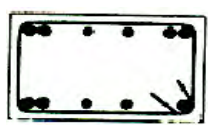

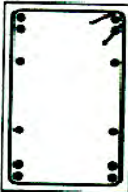

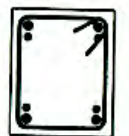
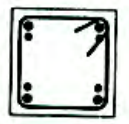

P1 (0.25x0.40)	P2 (0.40x0.25)	P3 (0.40x0.30)	P4 (ϕ 0.40)	P5 (0.30x0.50)
				
P6 (0.20x0.40)	P7 (0.20x0.40)	P8 (ϕ 0.50)	P9	P10 (0.20x0.60)
				
P11 (0.25x0.40)	P12 (0.40x0.25)	P13 (ϕ 0.40)	P14 (0.30x0.50)	P15 (0.20x0.40)
				
P16 (0.25x0.30)	P17 (0.25x0.25)	P18	P19	P20 (ϕ 0.40)
		-	-	

Figura A12.4. Quadro de pilares do R/C.

P1 (0.25x0.40)	P2 (0.40x0.25)	P3 (0.40x0.30)	P4 (ϕ 0.40)	P5 (0.30x0.50)
P6 (0.20x0.40)	P7 (0.20x0.40)	P8 (ϕ 0.50)	P9	P10 (0.20x0.60)
P11 (0.25x0.60)	P12 (0.40x0.25)	P13 (0.40x0.25)	P14 (0.30x0.50)	P15 (0.20x0.40)
P16	P17	P18	P19	P20 (0.40x0.25)
-	-	-	-	

Figura A12.5. Quadro de pilares do Piso 1.

P1 (0.25x0.40)	P2 (0.40x0.25)	P3 (0.40x0.30)	P4 (ϕ 0.40)	P5 (0.30x0.50)
P6 (0.20x0.40)	P7 (0.20x0.40)	P8 (ϕ 0.50)	P9	P10 (0.20x0.60)
P11 (0.25x0.60)	P12 (ϕ 0.30)	P13 (0.40x0.25)	P14 (ϕ 0.50)	P15
				-
P16	P17	P18	P19	P20 (ϕ 0.30)
-	-	-	-	

Figura A12.6. Quadro de pilares do Piso 2.

A12.3. Tabelas de Cálculo

A12.3.1. Avaliação do parâmetro básico, P_1

Tabela A12.1. Definições básicas

L_x (m)	79.50
L_y (m)	19.70
A_p (m ²)	1566.15
I_{px} (m ⁴)	824871.63
I_{py} (m ⁴)	50650.60

Tabela A12.2. Rigidez efectiva resultante do R/C.

R/C							
$A_c (m^2)$	0.800	$A_c (m^2)$	0.800	$I_{cx} (m^4)$	0.00417	$I_{cy} (m^4)$	0.01067
$A_c (m^2)$	1.600	$A_c (m^2)$	1.600	$I_{cx} (m^4)$	0.02133	$I_{cy} (m^4)$	0.00833
$A_c (m^2)$	0.240	$A_c (m^2)$	0.240	$I_{cx} (m^4)$	0.00320	$I_{cy} (m^4)$	0.00180
$A_c (m^2)$	1.350	$A_c (m^2)$	1.350	$I_{cx} (m^4)$	0.01013	$I_{cy} (m^4)$	0.02813
$A_c (m^2)$	0.450	$A_c (m^2)$	0.450	$I_{cx} (m^4)$	0.00938	$I_{cy} (m^4)$	0.00338
$A_c (m^2)$	0.880	$A_c (m^2)$	0.880	$I_{cx} (m^4)$	0.01173	$I_{cy} (m^4)$	0.00293
$A_c (m^2)$	0.320	$A_c (m^2)$	0.320	$I_{cx} (m^4)$	0.00107	$I_{cy} (m^4)$	0.00427
$A_c (m^2)$	0.720	$A_c (m^2)$	0.720	$I_{cx} (m^4)$	0.00240	$I_{cy} (m^4)$	0.02160
$A_c (m^2)$	0.150	$A_c (m^2)$	0.150	$I_{cx} (m^4)$	0.00078	$I_{cy} (m^4)$	0.00113
$A_c (m^2)$	0.125	$A_c (m^2)$	0.125	$I_{cx} (m^4)$	0.00065	$I_{cy} (m^4)$	0.00065
$A_c (m^2)$	0.628	$A_c (m^2)$	0.628	$I_{cx} (m^4)$	0.00628	$I_{cy} (m^4)$	0.00628
$A_c (m^2)$	1.374	$A_c (m^2)$	1.374	$I_{cx} (m^4)$	0.02148	$I_{cy} (m^4)$	0.02148
$A_c (m^2)$	0.249	$A_c (m^2)$	0.249	$I_{cx} (m^4)$	0.00152	$I_{cy} (m^4)$	0.00723
$A_{sx} (m^2)$	0.00	$A_{sy} (m^2)$	0.00	$I_{sx} (m^4)$	0.00000	$I_{sy} (m^4)$	0.00000
$A_{mx} (m^2)$	0.52	$A_{my} (m^2)$	1.19	$I_{mx} (m^4)$	0.1848	$I_{my} (m^4)$	2.2611
$A_{mx} (m^2)$	28.39	$A_{my} (m^2)$	30.19	$I_{mx} (m^4)$	84779.92	$I_{my} (m^4)$	101947.5
$A_{mx} (m^2)$	3.80	$A_{my} (m^2)$	3.71	$I_{mx} (m^4)$	114.1363	$I_{my} (m^4)$	106.3850
$A_{mx} (m^2)$	0.66	$A_{my} (m^2)$	1.28	$I_{mx} (m^4)$	0.2662	$I_{my} (m^4)$	1.9191
$A_{ef,x}$	11.556	$A_{ef,y}$	11.797	$I_{ef,x}$	6791.655	$I_{ef,y}$	8164.764
C_{Ax}	1475.77	C_{Ay}	1506.44	C_{I_x}	1646.72	C_{I_y}	32239.56
$C_{A,ef}$	1740.53			$C_{I,ef}$	22848.49		

Tabela A12.3. Rigidez efectiva resultante do Piso 1.

Piso 1							
$A_c (m^2)$	0.800	$A_c (m^2)$	0.800	$I_{cx} (m^4)$	0.00417	$I_{cy} (m^4)$	0.01067
$A_c (m^2)$	1.900	$A_c (m^2)$	1.900	$I_{cx} (m^4)$	0.02533	$I_{cy} (m^4)$	0.00990
$A_c (m^2)$	0.240	$A_c (m^2)$	0.240	$I_{cx} (m^4)$	0.00320	$I_{cy} (m^4)$	0.00180
$A_c (m^2)$	1.350	$A_c (m^2)$	1.350	$I_{cx} (m^4)$	0.01013	$I_{cy} (m^4)$	0.02813
$A_c (m^2)$	0.450	$A_c (m^2)$	0.450	$I_{cx} (m^4)$	0.00938	$I_{cy} (m^4)$	0.00338
$A_c (m^2)$	0.880	$A_c (m^2)$	0.880	$I_{cx} (m^4)$	0.01173	$I_{cy} (m^4)$	0.00293
$A_c (m^2)$	0.320	$A_c (m^2)$	0.320	$I_{cx} (m^4)$	0.00107	$I_{cy} (m^4)$	0.00427
$A_c (m^2)$	0.720	$A_c (m^2)$	0.720	$I_{cx} (m^4)$	0.00240	$I_{cy} (m^4)$	0.02160
$A_c (m^2)$	0.251	$A_c (m^2)$	0.251	$I_{cx} (m^4)$	0.00251	$I_{cy} (m^4)$	0.00251
$A_c (m^2)$	1.374	$A_c (m^2)$	1.374	$I_{cx} (m^4)$	0.02148	$I_{cy} (m^4)$	0.02148
$A_c (m^2)$	0.249	$A_c (m^2)$	0.249	$I_{cx} (m^4)$	0.00152	$I_{cy} (m^4)$	0.00723
$A_{sx} (m^2)$	0.00	$A_{sy} (m^2)$	0.00	$I_{sx} (m^4)$	0.00000	$I_{sy} (m^4)$	0.00000
$A_{mx} (m^2)$	1.30	$A_{my} (m^2)$	1.63	$I_{mx} (m^4)$	2.9293	$I_{my} (m^4)$	5.7478
$A_{mx} (m^2)$	29.32	$A_{my} (m^2)$	35.53	$I_{mx} (m^4)$	93357.74	$I_{my} (m^4)$	166084.9
$A_{mx} (m^2)$	4.03	$A_{my} (m^2)$	3.71	$I_{mx} (m^4)$	136.1530	$I_{my} (m^4)$	106.3850
$A_{mx} (m^2)$	0.00	$A_{my} (m^2)$	2.39	$I_{mx} (m^4)$	0.0000	$I_{my} (m^4)$	12.561
$A_{ef,x}$	11.307	$A_{ef,y}$	11.995	$I_{ef,x}$	7479.839	$I_{ef,y}$	13296.882
C_{Ax}	1443.89	C_{Ay}	1531.76	C_{Ix}	1813.58	C_{Iy}	52504.35
$C_{A,ef}$	1728.28		$C_{I,ef}$		37164.70		

Tabela A12.4. Rigidez efectiva resultante do Piso 2.

Piso 2							
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.800	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.800	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00417	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.01067
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	1.200	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	1.200	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.01600	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00625
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.240	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.240	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00320	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00180
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	1.200	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	1.200	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00900	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.02500
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.600	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.600	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.01250	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00450
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.720	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.720	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00960	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00240
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.320	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.320	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00107	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00427
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.480	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.480	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00160	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.01440
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.251	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.251	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00251	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00251
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	1.571	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	1.571	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.02454	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.02454
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.495	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.495	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00278	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00278
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.249	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.249	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00152	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00723
$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.176	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	0.176	$I_{cx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00071	$I_{cy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00231
$A_{sx} \text{ (m}^2\text{)}$	0.00	$A_{sy} \text{ (m}^2\text{)}$	0.00	$I_{sx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00000	$I_{sy} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00000
$A_{mx} \text{ (m}^2\text{)}$	11.38	$A_{my} \text{ (m}^2\text{)}$	3.98	$I_{mx} \text{ (m}^4\text{)}$	1966.309	$I_{my} \text{ (m}^4\text{)}$	83.7433
$A_{mx} \text{ (m}^2\text{)}$	26.55	$A_{my} \text{ (m}^2\text{)}$	27.93	$I_{mx} \text{ (m}^4\text{)}$	69350.66	$I_{my} \text{ (m}^4\text{)}$	80695.45
$A_{mx} \text{ (m}^2\text{)}$	2.37	$A_{my} \text{ (m}^2\text{)}$	1.57	$I_{mx} \text{ (m}^4\text{)}$	27.6633	$I_{my} \text{ (m}^4\text{)}$	8.0623
$A_{mx} \text{ (m}^2\text{)}$	0.00	$A_{my} \text{ (m}^2\text{)}$	1.47	$I_{mx} \text{ (m}^4\text{)}$	0.0000	$I_{my} \text{ (m}^4\text{)}$	2.9412
$A_{ef,x}$	11.526	$A_{ef,y}$	11.097	$I_{ef,x}$	5707.660	$I_{ef,y}$	6463.324
C_{Ax}	1471.90	C_{Ay}	1417.15	C_{Ix}	1383.89	C_{Iy}	25521.22
C_{Ar}	1682.40		C_{Ir}		18092.33		

Tabela A12.5. Ajuste para a altura total, h_0

$H \text{ (m)}$	13
h_0	400

Tabela A12.6. Factores de correcção da irregularidade, f_i

$f_c \text{ (Mpa)}$	30.0		
	R/C	Piso 1	Piso 2
$I_x \text{ (m}^4\text{)}$	0.00122	0.00127	0.00124
$I_y \text{ (m}^4\text{)}$	0.00153	0.00156	0.00151
$I_b \text{ (m}^4\text{)}$	0.00450	0.00450	0.00450

Espaçamento armadura transversal (cm)		15
<i>Irregularidade de torção</i>	f_1	0.98
<i>Descontinuidade de pisos</i>	f_2	0.98
<i>Descontinuidade dos elementos verticais</i>	f_3	1.00
<i>Distribuição de massa</i>	f_4	0.99
<i>Corrosão</i>	f_5	1.00
<i>Elementos de fachada pesados</i>	f_6	1.00
<i>Pisos intermédios (Mezzanine)</i>	f_7	1.00
<i>Níveis de pisos desiguais</i>	f_8	1.00
<i>Qualidade do betão</i>	f_9	1.22
		R/C 0.89
<i>Critério de pilar forte</i>	f_{10}	Piso 1 0.89
		Piso 2 0.89
<i>Espaçamento da armadura transversal</i>	f_{11}	0.90
<i>Tipo de solo</i>	f_{12}	0.95
<i>Tipo de fundações</i>	f_{13}	0.90
<i>Profundidade das fundações</i>	f_{14}	1.00

Tabela A12.7. Avaliação final do parâmetro P_1

R/C	49
Piso 1	78
Piso 2	40

A12.3.2. Avaliação do mecanismo tipo pilar-curto, P_2

Tabela A12.8. Avaliação final do parâmetro P_2

70

A12.3.3. Avaliação do piso crítico, P_3

Tabela A12.9. Cálculo dos valores de r_a e r_f

$h_{R/C}$ (m)	3.10
h_1 (m)	3.10
h_2 (m)	3.10

R/C			
$r_{a,x}$	1.00	$r_{a,y}$	0.98
$r_{r,x}$	0.91	$r_{r,y}$	0.61

Piso 1			
$r_{a,x}$	0.98	$r_{a,y}$	1.00
$r_{r,x}$	1.00	$r_{r,y}$	1.00

Tabela A12.10. Avaliação final do parâmetro P_3

	x	y
R/C	94	74
Piso 1	99	100

A12.3.4. Avaliação de descontinuidades estruturais, P_4

Tabela A11.22. Avaliação final do parâmetro P_4

90

A12.3.5. Avaliação do efeito de *pounding*, P_5

Tabela A12.11. Avaliação final do parâmetro P_5

100

A12.3.6. Avaliação da liquefacção do solo, P_6

Tabela A12.12. Avaliação final do parâmetro P_6

33

A12.3.7. Avaliação da rotura do solo, P_7

Tabela A12.13. Avaliação final do parâmetro P_7

35

A12.3.8. Factor de correcção,**Tabela A12.14.** Avaliação do factor de correcção

	Sismo Afastado	Sismo Próximo
I	1.20	
A_0	0.05	0.11
t	1.00	
n	0.60	
α	0.96	

A12.3.9. Factor de correcção,**Tabela A12.15.** Avaliação do factor de correcção

	w_i	P_i
P_1	4	158
P_2	1	70
P_3	3	222
P_4	2	180
P_5	1	100
P_6	3	99
P_7	2	70

Tabela A12.16. Resultado final da avaliação da vulnerabilidade sísmica.

<i>Resultado Final</i>
31

Anexo 13

Edifício PET 02

A13.1. Tabelas de Cálculo

A13.1.1. Avaliação do parâmetro básico, P_1

Tabela A13.1. Definições básicas

L_x (m)	18.50
L_y (m)	16.20
A_p (m ²)	299.70
I_{px} (m ⁴)	8547.69
I_{py} (m ⁴)	6554.44

Tabela A13.2. Rigidez efectiva resultante do R/C a Piso 5.

R/C a Piso 5							
A_c (m ²)	3.36	A_c (m ²)	3.36	I_{cx} (m ⁴)	0.04480	I_{cy} (m ⁴)	0.13720
A_c (m ²)	0.84	A_c (m ²)	0.84	I_{cx} (m ⁴)	0.00630	I_{cy} (m ⁴)	0.03430
A_c (m ²)	0.70	A_c (m ²)	0.70	I_{cx} (m ⁴)	0.01458	I_{cy} (m ⁴)	0.02858
A_{sx} (m ²)	0.630	A_{sy} (m ²)	1.080	I_{sx} (m ⁴)	0.23153	I_{sy} (m ⁴)	0.29160
A_{mx} (m ²)	14.11	A_{my} (m ²)	13.36	I_{mx} (m ⁴)	5852.48	I_{my} (m ⁴)	4967.9605
$A_{ef,x}$	6.659	$A_{ef,y}$	7.049	$I_{ef,x}$	468.495	$I_{ef,y}$	397.929
C_{Ax}	4443.64	C_{Ay}	4703.90	C_{Ix}	10961.92	C_{Iy}	12142.26
$C_{A,ef}$	5314.35			$C_{I,ef}$	13351.39		

Tabela A13.3. Ajuste para a altura total, h_0

H (m)	16
h_0	466.6

Tabela A13.4. Factores de correcção da irregularidade, f_i

f_c (Mpa)	25,0
-------------	------

R/C a Piso 5	
I_x (m ⁴)	0,00365
I_y (m ⁴)	0,01112
I_b (m ⁴)	0,00160

Espaçamento armadura transversal (cm)	15
---------------------------------------	----

<i>Irregularidade de torção</i>	f_1	0,98
<i>Descontinuidade de pisos</i>	f_2	0,97
<i>Descontinuidade dos elementos verticais</i>	f_3	1,00
<i>Distribuição de massa</i>	f_4	0,98
<i>Corrosão</i>	f_5	0,96
<i>Elementos de fachada pesados</i>	f_6	0,96
<i>Pisos intermédios (Mezzanine)</i>	f_7	1,00
<i>Níveis de pisos desiguais</i>	f_8	1,00
<i>Qualidade do betão</i>	f_9	1,12
<i>Critério de pilar forte</i>	f_{10}	R/C a Piso 5 1,00
<i>Espaçamento da armadura transversal</i>	f_{11}	1,00
<i>Tipo de solo</i>	f_{12}	1,00
<i>Tipo de fundações</i>	f_{13}	0,90
<i>Profundidade das fundações</i>	f_{14}	0,95

Tabela A13.5. Avaliação final do parâmetro P_1

R/C a Piso 5	31
--------------	----

A13.1.2. Avaliação do mecanismo tipo pilar-curto, P_2 **Tabela A13.6.** Avaliação final do parâmetro P_2

70

A13.1.3. Avaliação do piso crítico, P_3

Tabela A13.7. Cálculo dos valores de r_a e r_f

$h_{R/C}$ (m)	2,50
$h_{1 a 5}$ (m)	2,70

R/C			
$r_{a,x}$	1,00	$r_{a,y}$	1,00
$r_{r,x}$	1,00	$r_{r,y}$	1,00

Pisos 1 a 4			
$r_{a,x}$	1,00	$r_{a,y}$	1,00
$r_{r,x}$	1,00	$r_{r,y}$	1,00

Tabela A13.8. Avaliação final do parâmetro P_3

	x	y
R/C	115	115
Piso 1 a 4	100	100

A13.1.4. Avaliação de descontinuidades estruturais, P_4

Tabela A13.9. Avaliação final do parâmetro P_4

90

A13.1.5. Avaliação do efeito de *pounding*, P_5

Tabela A13.10. Avaliação final do parâmetro P_5

100

A13.1.6. Avaliação da liquefação do solo, P_6

Tabela A13.11. Avaliação final do parâmetro P_6

60

A13.1.7. Avaliação da rotura do solo, P_7 **Tabela A13.12.** Avaliação final do parâmetro P_7

100

A13.1.8. Factor de correcção,**Tabela A13.13.** Avaliação do factor de correcção

	Aceleração de projecto	Aceleração registada
I	1,00	
A_0	0,25	0,50
t	1,00	
n	0,30	
α	1.15	0.90

A13.1.9. Factor de correcção,**Tabela A13.14.** Avaliação do factor de correcção

	w_i	P_i
P_1	4	124
P_2	1	70
P_3	3	300
P_4	2	180
P_5	1	100
P_6	3	180
P_7	2	200

Tabela A13.15. Resultado final da avaliação da vulnerabilidade sísmica.

Resultado Final	
36	28

Anexo 14

Edifício PET 05

A14.1. Tabelas de Cálculo

A14.1.1. Avaliação do parâmetro básico, P_1

Tabela A14.1. Definições básicas

L_x (m)	20.00
L_y (m)	19.00
A_p (m ²)	380.00
I_{px} (m ⁴)	12666.67
I_{py} (m ⁴)	11431.67

Tabela A14.2. Rigidez efectiva resultante do R/C.

R/C							
A_c (m ²)	4,29	A_c (m ²)	4,29	I_{cx} (m ⁴)	0,04377	I_{cy} (m ⁴)	0,04377
A_{sx} (m ²)	0,000	A_{sy} (m ²)	0,000	I_{sx} (m ⁴)	0,00000	I_{sy} (m ⁴)	0,00000
A_{mx} (m ²)	2,99	A_{my} (m ²)	1,34	I_{mx} (m ⁴)	886,57	I_{my} (m ⁴)	40,1017
$A_{ef,x}$	4,526	$A_{ef,y}$	4,395	$I_{ef,x}$	70,969	$I_{ef,y}$	3,252
C_{Ax}	2382,26	C_{Ay}	2313,00	C_{Ix}	1120,57	C_{Iy}	56,89
$C_{A,ef}$	2737,16			$C_{I,ef}$	794,13		

Tabela A14.3. Rigidez efectiva resultante dos Pisos 1 e 2.

Pisos 1 e 2							
A_c (m ²)	4,29	A_c (m ²)	4,29	I_{cx} (m ⁴)	0,04377	I_{cy} (m ⁴)	0,04377
A_{sx} (m ²)	0,000	A_{sy} (m ²)	0,000	I_{sx} (m ⁴)	0,00000	I_{sy} (m ⁴)	0,00000
A_{mx} (m ²)	11,94	A_{my} (m ²)	5,36	I_{mx} (m ⁴)	3546,27	I_{my} (m ⁴)	320,8139
$A_{ef,x}$	5,243	$A_{ef,y}$	4,716	$I_{ef,x}$	283,745	$I_{ef,y}$	25,709
C_{Ax}	2759,32	C_{Ay}	2482,26	C_{Ix}	4480,19	C_{Iy}	449,78
$C_{A,ef}$	3027,79			$C_{I,ef}$	3195,63		

Tabela A14.4. Ajuste para a altura total, h_0

H (m)	8,9
h_0	291,514

Tabela A14.5. Factores de correcção da irregularidade, f_i

f_c (Mpa)	25,0
-------------	------

	R/C	Pisos 1 e 2
I_x (m ⁴)	0,00125	0,00125
I_y (m ⁴)	0,00125	0,00125
I_b (m ⁴)	0,00160	0,00160

Espaçamento armadura transversal (cm)	15
---------------------------------------	----

<i>Irregularidade de torção</i>	f_1	0,95
<i>Descontinuidade de pisos</i>	f_2	0,98
<i>Descontinuidade dos elementos verticais</i>	f_3	1,00
<i>Distribuição de massa</i>	f_4	0,95
<i>Corrosão</i>	f_5	0,96
<i>Elementos de fachada pesados</i>	f_6	1,00
<i>Pisos intermédios (Mezzanine)</i>	f_7	1,00
<i>Níveis de pisos desiguais</i>	f_8	1,00
<i>Qualidade do betão</i>	f_9	1,12
<i>Critério de pilar forte</i>	f_{10}	R/C 0,98
		Pisos 1 e 2 0,98
<i>Espaçamento da armadura transversal</i>	f_{11}	1,00
<i>Tipo de solo</i>	f_{12}	1,00
<i>Tipo de fundações</i>	f_{13}	0,90
<i>Profundidade das fundações</i>	f_{14}	0,95

Tabela A14.6. Avaliação final do parâmetro P_1

R/C	10
Pisos 1 e 2	17

A14.1.2. Avaliação do mecanismo tipo pilar-curto, P_2

Tabela A14.7. Avaliação final do parâmetro P_2

70

A14.1.3. Avaliação do piso crítico, P_3

Tabela A14.8. Cálculo dos valores de r_a e r_f

$h_{R/C}$ (m)	2,40
h_{1e2} (m)	2,70

R/C			
$r_{a,x}$	0,86	$r_{a,y}$	0,93
$r_{r,x}$	0,25	$r_{r,y}$	0,13

Piso 1			
$r_{a,x}$	1,00	$r_{a,y}$	1,00
$r_{r,x}$	1,00	$r_{r,y}$	1,00

Tabela A14.9. Avaliação final do parâmetro P_3

	x	y
R/C	49	34
Piso 1	100	100

A14.1.4. Avaliação de descontinuidades estruturais, P_4

Tabela A14.10. Avaliação final do parâmetro P_4

90

A14.1.5. Avaliação do efeito de *pounding*, P_5

Tabela A14.11. Avaliação final do parâmetro P_5

100

A14.1.6. Avaliação da liquefacção do solo, P_6 **Tabela A14.12.** Avaliação final do parâmetro P_6

60

A14.1.7. Avaliação da rotura do solo, P_7 **Tabela A14.13.** Avaliação final do parâmetro P_7

100

A14.1.8. Factor de correcção,**Tabela A14.14.** Avaliação do factor de correcção

	Aceleração de projecto	Aceleração registada
I	1,00	
A_0	0,25	0,50
t	1,00	
n	0,30	
α	1.15	0.90

A14.1.9. Factor de correcção,**Tabela A14.15.** Avaliação do factor de correcção

	w_i	P_i
P_1	4	38
P_2	1	70
P_3	3	103
P_4	2	180
P_5	1	100
P_6	3	180
P_7	2	200

Tabela A14.16. Resultado final da avaliação da vulnerabilidade sísmica.

Resultado Final
11 8

Anexo 15

Edifício PET 07

A15.1. Tabelas de Cálculo

A15.1.1. Avaliação do parâmetro básico, P_1

Tabela A15.1. Definições básicas

L_x (m)	25.50
L_y (m)	18.10
A_p (m ²)	461.55
I_{px} (m ⁴)	25010.24
I_{py} (m ⁴)	12600.70

Tabela A15.2. Rigidez efectiva resultante do R/C.

R/C							
A_c (m ²)	1,80	A_c (m ²)	1,80	I_{cx} (m ⁴)	0,01350	I_{cy} (m ⁴)	0,05400
A_c (m ²)	2,40	A_c (m ²)	2,40	I_{cx} (m ⁴)	0,03200	I_{cy} (m ⁴)	0,07200
A_c (m ²)	1,08	A_c (m ²)	1,08	I_{cx} (m ⁴)	0,05310	I_{cy} (m ⁴)	0,01440
A_c (m ²)	1,25	A_c (m ²)	1,25	I_{cx} (m ⁴)	0,02604	I_{cy} (m ⁴)	0,02604
A_{sx} (m ²)	0,000	A_{sy} (m ²)	0,000	I_{sx} (m ⁴)	0,00000	I_{sy} (m ⁴)	0,00000
A_{mx} (m ²)	6,60	A_{my} (m ²)	5,85	I_{mx} (m ⁴)	2395,8000	I_{my} (m ⁴)	1668,35
$A_{ef,x}$	7,058	$A_{ef,y}$	6,998	$I_{ef,x}$	191,789	$I_{ef,y}$	133,634
C_{Ax}	3058,39	C_{Ay}	3032,39	C_{Ix}	1533,68	C_{Iy}	2121,06
$C_{A,ef}$	3560,46		$C_{I,ef}$		2072,64		

Tabela A15.3. Rigidez efectiva resultante dos Pisos 1 a 5.

Pisos 1 a 5							
$A_c (m^2)$	1,80	$A_c (m^2)$	1,80	$I_{cx} (m^4)$	0,01350	$I_{cy} (m^4)$	0,05400
$A_c (m^2)$	2,40	$A_c (m^2)$	2,40	$I_{cx} (m^4)$	0,03200	$I_{cy} (m^4)$	0,07200
$A_c (m^2)$	1,08	$A_c (m^2)$	1,08	$I_{cx} (m^4)$	0,00810	$I_{cy} (m^4)$	0,01440
$A_c (m^2)$	1,25	$A_c (m^2)$	1,25	$I_{cx} (m^4)$	0,02604	$I_{cy} (m^4)$	0,02604
$A_{sx} (m^2)$	0,000	$A_{sy} (m^2)$	0,000	$I_{sx} (m^4)$	0,00000	$I_{sy} (m^4)$	0,00000
$A_{mx} (m^2)$	13,20	$A_{my} (m^2)$	11,70	$I_{mx} (m^4)$	4791,6000	$I_{my} (m^4)$	3336,69
$A_{ef,x}$	7,586	$A_{ef,y}$	7,466	$I_{ef,x}$	383,408	$I_{ef,y}$	267,102
C_{Ax}	3287,18	C_{Ay}	3235,19	C_{Ix}	3066,01	C_{Iy}	4239,48
$C_{A,ef}$	3809,01			$C_{I,ef}$	4143,06		

Tabela A15.4. Ajuste para a altura total, h_0

H (m)	18,55
h_0	514,7185

Tabela A15.5. Factores de correcção da irregularidade, f_i

f_c (Mpa)	25,0
-------------	------

	R/C	Pisos 1 a 5
$I_x (m^4)$	0,00367	0,00234
$I_y (m^4)$	0,00490	0,00490
$I_b (m^4)$	0,00213	0,00213

Espaçamento armadura transversal (cm)		15
<i>Irregularidade de torção</i>	f_1	0,95
<i>Descontinuidade de pisos</i>	f_2	0,98
<i>Descontinuidade dos elementos verticais</i>	f_3	1,00
<i>Distribuição de massa</i>	f_4	0,95
<i>Corrosão</i>	f_5	0,96
<i>Elementos de fachada pesados</i>	f_6	1,00
<i>Pisos intermédios (Mezzanine)</i>	f_7	1,00
<i>Níveis de pisos desiguais</i>	f_8	1,00
<i>Qualidade do betão</i>	f_9	1,12
<i>Critério de pilar forte</i>	f_{10}	R/C 1,00
		Pisos 1 a 5 1,00
<i>Espaçamento da armadura transversal</i>	f_{11}	1,00
<i>Tipo de solo</i>	f_{12}	1,00
<i>Tipo de fundações</i>	f_{13}	0,90
<i>Profundidade das fundações</i>	f_{14}	0,95

Tabela A15.6. Avaliação final do parâmetro P_1

R/C	9
Pisos 1 a 5	13

A15.1.2. Avaliação do mecanismo tipo pilar-curto, P_2

Tabela A15.7. Avaliação final do parâmetro P_2

70

A15.1.3. Avaliação do piso crítico, P_3 **Tabela A15.8.** Cálculo dos valores de r_a e r_f

$h_{R/C}$ (m)	2,50
$h_{1 a 5}$ (m)	2,85

R/C			
$r_{a,x}$	0,93	$r_{a,y}$	0,94
$r_{r,x}$	0,50	$r_{r,y}$	0,50

Pisos 1 a 4			
$r_{a,x}$	1,00	$r_{a,y}$	1,00
$r_{r,x}$	1,00	$r_{r,y}$	1,00

Tabela A15.9. Avaliação final do parâmetro P_3

	x	y
R/C	80	80
Pisos 1 a 4	100	100

A15.1.4. Avaliação de descontinuidades estruturais, P_4 **Tabela A15.10.** Avaliação final do parâmetro P_4

90

A15.1.5. Avaliação do efeito de *pounding*, P_5 **Tabela A15.11.** Avaliação final do parâmetro P_5

100

A15.1.6. Avaliação da liquefacção do solo, P_6 **Tabela A15.12.** Avaliação final do parâmetro P_6

60

A15.1.7. Avaliação da rotura do solo, P_7 **Tabela A15.13.** Avaliação final do parâmetro P_7

100

A15.1.8. Factor de correcção,**Tabela A15.14.** Avaliação do factor de correcção

	Aceleração de projecto	Aceleração registada
I	1,00	
A_0	0,25	0,50
t	1,00	
n	0,30	
α	1.15	0.90

A15.1.9. Factor de correcção,**Tabela A15.15.** Avaliação do factor de correcção

	w_i	P_i
P_1	4	36
P_2	1	70
P_3	3	240
P_4	2	180
P_5	1	100
P_6	3	180
P_7	2	200

Tabela A15.16. Resultado final da avaliação da vulnerabilidade sísmica.

Resultado Final	
10	8

Anexo 16

Edifício PAG 04

A16.1. Tabelas de Cálculo

A16.1.1. Avaliação do parâmetro básico, P_1

Tabela A16.1. Definições básicas

L_x (m)	23.60
L_y (m)	9.60
A_p (m ²)	226.56
I_{px} (m ⁴)	10515.40
I_{py} (m ⁴)	1739.98

Tabela A16.2. Rigidez efectiva resultante do R/C.

R/C							
A_c (m ²)	3,15	A_c (m ²)	3,15	I_{cx} (m ⁴)	0,02363	I_{cy} (m ⁴)	0,06563
A_c (m ²)	0,63	A_c (m ²)	0,63	I_{cx} (m ⁴)	0,00210	I_{cy} (m ⁴)	0,01063
A_{sx} (m ²)	0,000	A_{sy} (m ²)	0,000	I_{sx} (m ⁴)	0,00000	I_{sy} (m ⁴)	0,00000
A_{mx} (m ²)	4,72	A_{my} (m ²)	1,92	I_{mx} (m ⁴)	219,07	I_{my} (m ⁴)	14,746
$A_{ef,x}$	4,158	$A_{ef,y}$	3,934	$I_{ef,x}$	17,551	$I_{ef,y}$	1,256
C_{Ax}	3670,20	C_{Ay}	3472,46	C_{lx}	333,82	C_{ly}	144,36
$C_{A,ef}$	4150,37			$C_{l,ef}$	271,75		

Tabela A16.3. Rigidez efectiva resultante dos Pisos 1 e 2.

Pisos 1 e 2							
A_c (m ²)	3,15	A_c (m ²)	3,15	I_{cx} (m ⁴)	0,02363	I_{cy} (m ⁴)	0,06563
A_c (m ²)	0,63	A_c (m ²)	0,63	I_{cx} (m ⁴)	0,00210	I_{cy} (m ⁴)	0,01063
A_{sx} (m ²)	0,000	A_{sy} (m ²)	0,000	I_{sx} (m ⁴)	0,00000	I_{sy} (m ⁴)	0,00000
A_{mx} (m ²)	9,44	A_{my} (m ²)	3,84	I_{mx} (m ⁴)	1752,57	I_{my} (m ⁴)	117,965
$A_{ef,x}$	4,535	$A_{ef,y}$	4,087	$I_{ef,x}$	140,231	$I_{ef,y}$	9,513
C_{Ax}	4003,53	C_{Ay}	3608,05	C_{lx}	2667,16	C_{ly}	1093,51
$C_{A,ef}$	4397,71			$C_{l,ef}$	2144,10		

Tabela A16.4. Ajuste para a altura total, h_0

H (m)	12,2
h_0	380,416

Tabela A16.5. Factores de correcção da irregularidade, f_i

f_c (Mpa)	25,0	
	R/C	Pisos 1 e 2
I_x (m ⁴)	0,00092	0,00092
I_y (m ⁴)	0,00272	0,00272
I_p (m ⁴)	0,00313	0,00313

Espaçamento armadura transversal (cm)	15
---------------------------------------	----

<i>Irregularidade de torção</i>	f_1	0,90
<i>Descontinuidade de pisos</i>	f_2	0,98
<i>Descontinuidade dos elementos verticais</i>	f_3	1,00
<i>Distribuição de massa</i>	f_4	0,96
<i>Corrosão</i>	f_5	0,96
<i>Elementos de fachada pesados</i>	f_6	1,00
<i>Pisos intermédios (Mezzanine)</i>	f_7	1,00
<i>Níveis de pisos desiguais</i>	f_8	1,00
<i>Qualidade do betão</i>	f_9	1,12
<i>Critério de pilar forte</i>	f_{10}	R/C 0,95 Pisos 1 e 2 0,95
<i>Espaçamento da armadura transversal</i>	f_{11}	1,00
<i>Tipo de solo</i>	f_{12}	1,00
<i>Tipo de fundações</i>	f_{13}	0,90
<i>Profundidade das fundações</i>	f_{14}	0,95

Tabela A16.6. Avaliação final do parâmetro P_1

R/C	9
Pisos 1 e 2	13

A16.1.2. Avaliação do mecanismo tipo pilar-curto, P_2

Tabela A16.7. Avaliação final do parâmetro P_2

70

A16.1.3. Avaliação do piso crítico, P_3

Tabela A16.8. Cálculo dos valores de r_a e r_f

$h_{R/C}$ (m)	2,60
h_{1a5} (m)	2,80

R/C			
$r_{a,x}$	0,92	$r_{a,y}$	0,96
$r_{r,x}$	0,13	$r_{r,y}$	0,13

Piso 1			
$r_{a,x}$	1,00	$r_{a,y}$	1,00
$r_{r,x}$	1,00	$r_{r,y}$	1,00

Tabela A16.9. Avaliação final do parâmetro P_3

	x	y
R/C	31	33
Piso 1	100	100

A16.1.4. Avaliação de descontinuidades estruturais, P_4

Tabela A16.10. Avaliação final do parâmetro P_4

90

A16.1.5. Avaliação do efeito de *pounding*, P_5

Tabela A16.11. Avaliação final do parâmetro P_5

100

Resultado Final